

DETERMINAÇÃO DIRECTA E INDIRECTA DA DEFORMABILIDADE DE ALUVIÕES ARENOSAS*

Direct and Indirect Determination of Alluvial Sands Deformability

por

E. MARANHA DAS NEVES**

RESUMO — Os pegões da fundação do açude-ponte de Coimbra são constituídos por paredes moldadas que atravessam as formações aluvionares arenosas até ao bed-rock e formam caixões cuja areia interior foi dragada e substituída por betão. Antes da dragagem dos solos arenosos dum dos pegões, efectuaram-se ensaios SPT e CPT. Seguidamente procedeu-se a uma cuidadosa escavação manual desses solos o que permitiu a realização de ensaios de placa, em solo não perturbado, a diferentes profundidades. Através de bombagens o nível da água, durante o ensaio, foi mantido ligeiramente abaixo da cota do terreno. Colheram-se amostras integrais e determinaram-se os pesos específicos aparentes secos “in situ”. Com as areias colhidas realizaram-se em laboratório análises granulométricas e ensaios de compressão unidimensional para diferentes índices de vazios iniciais.

Os resultados obtidos permitiram não só estabelecer correlações entre os ensaios de penetração e a deformabilidade como verificar algumas correlações entre os ensaios SPT e CPT. Também é estudada a influência da granulometria nessas correlações.

Os ensaios de placa e os ensaios de compressão unidimensional com diferentes compacidades iniciais deram indicações quantitativas sobre a correlação entre CPT e deformabilidade em função do índice de vazios “in situ” e o tipo de material arenoso.

SYNOPSIS — The foundation piers of the Coimbra gated dam were built through sandy alluvial material by means of diaphragm walls that formed a caisson whose inside sand was later dredged for pouring concret. In one of those caissons SPT and CPT tests were done before starting a careful manual excavation that allowed plate load tests to be performed in the undisturbed sand at many different levels. Determination of “in situ” volumetric weight and collection of integral samples was also done. The water level was maintained, by pumping, at the same elevation of the excavation inside the shaft.

Laboratory one-dimensional compression tests at different initial void ratios were executed with the sands recovered at the levels of the tests.

* Trabalho apresentado no ESOPT II, Amsterdam, May, 1982.

** Especialista em Geotecnia (LNEC). Investigador Principal do LNEC.

The results obtained allowed interesting correlations between penetration tests and deformability and to verify some known relationships between SPT and CPT test results. Grain size influence on that correlations was also analysed.

Plate load tests and one-dimensional compression tests at different initial void ratios gave quantitative indications about the correlation between CPT and deformability according the type of sands and "in situ" void ratio.

1 — INTRODUÇÃO

Como é sabido, as dificuldades de amostragem nos solos incoerentes estão na origem da grande importância da caracterização geotécnica "in situ" de formações mais ou menos espessas daquele tipo de solos. A utilização dos resultados dos ensaios SPT e CPT no dimensionamento de fundações (de longe os mais generalizados) processa-se através de métodos empíricos, pelo que é importante a verificação das correlações em que se baseia. No caso presente aproveitou-se a execução das fundações do açude-ponte de Coimbra para comparar deformabilidades deduzidas dos resultados dos dois tipos de ensaio de penetração, com as medidas por intermédio de ensaios de placa executados a diversas profundidades. Foram ainda medidas compacidade "in situ" e colhidas amostras para caracterização granulométrica e, em laboratório, avaliar da deformabilidade das areias em função da compacidade inicial.

2 — LOCAL E CONDIÇÕES DE ENSAIO

Os ensaios só se tornaram possíveis dadas as características da estrutura dos pegões dos pilares do açude. Tratando-se de elementos de fundação indirecta através dum meio aluvionar arenoso, foram materializados por paredes moldadas delimitando quatro células em cada um. Após execução dessas paredes o material aluvionar por elas confinado foi retirado e as células, agora só com água, foram preenchidas com betão.

Na célula de montante do pegão 10 e antes da dragagem das areias foram efectuados ensaios CPT e SPT. Depois, durante uma escavação manual, foram feitos a diversas profundidades ensaios de carga com placa, determinação da compacidade "in situ" das areias e colheita de amostras integrais (classe 4). A escavação foi efectuada com precauções especiais e acompanhada de

bombagem de molde a manter o nível freático sensivelmente ao nível da escavação. Para uma descrição das técnicas na realização desses ensaios ver LNEC (1981).

3 — RESULTADOS DOS ENSAIOS

Descrevem-se seguidamente os resultados obtidos procurando-se, em 4, efectuar a sua interpretação.

3.1 — *Determinações indirectas. Ensaios CPT e SPT*

Estes ensaios foram efectuados antes de iniciar a escavação com o solo na célula ainda à cota + 16,50. Foram executados dois ensaios CPT (I e II) e um ensaio SPT, cujos resultados estão representados nas Figuras 2 e 3 respectivamente. A correlação entre valores SPT (N) e CPT (R_p) à mesma profundidade está traduzida graficamente na Figura 3.

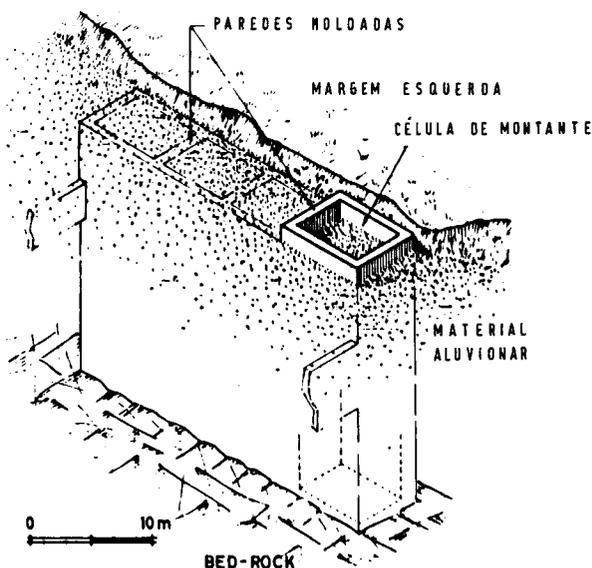


Fig. 1 — Estrutura do pegão n.º 10 do açude-ponte de Coimbra antes da dragagem e betonagem das células. Célula onde foram realizados os ensaios.

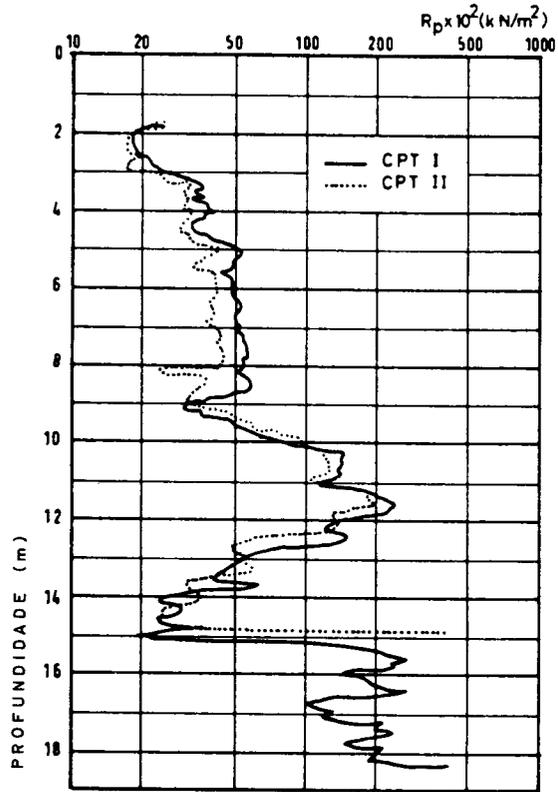


Fig. 2 — Resultados dos ensaios CPT.

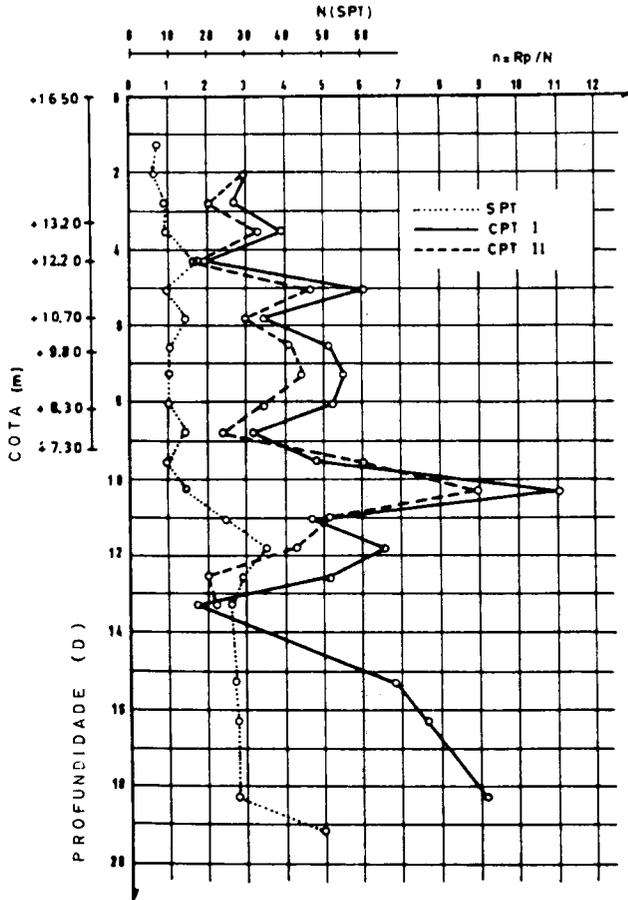


Fig. 3 — Resultados dos ensaios SPT e evolução de n com a profundidade.

3.2 — Determinações directas. Ensaios “in situ” e em laboratório

A diversas profundidades efectuaram-se ensaios de carga com placa rígida de 0,55 m de diâmetro, determinações da compactidade e colheita de amostras integrais. Na Figura 4 apresentam-se sob forma de gráficos (σ_v, δ) os resultados dos ensaios de carga com placa. Na Figura 5 estão representadas as curvas granulométricas dos materiais arenosos das amostras integrais. Com esses mesmos materiais foram efectuados ensaios de compressão unidimensional.

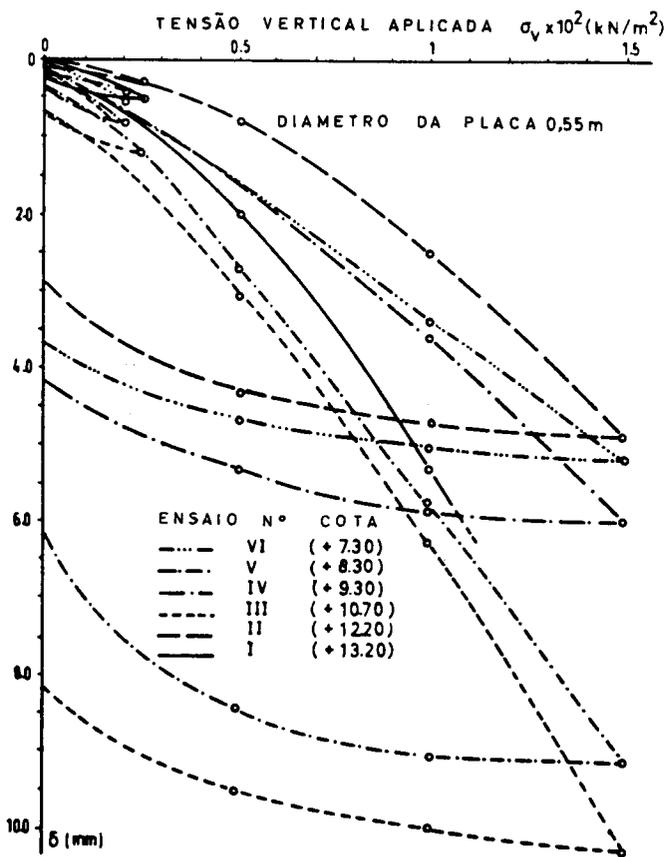


Fig. 4 — Ensaios de carga com placa a diferentes profundidades.

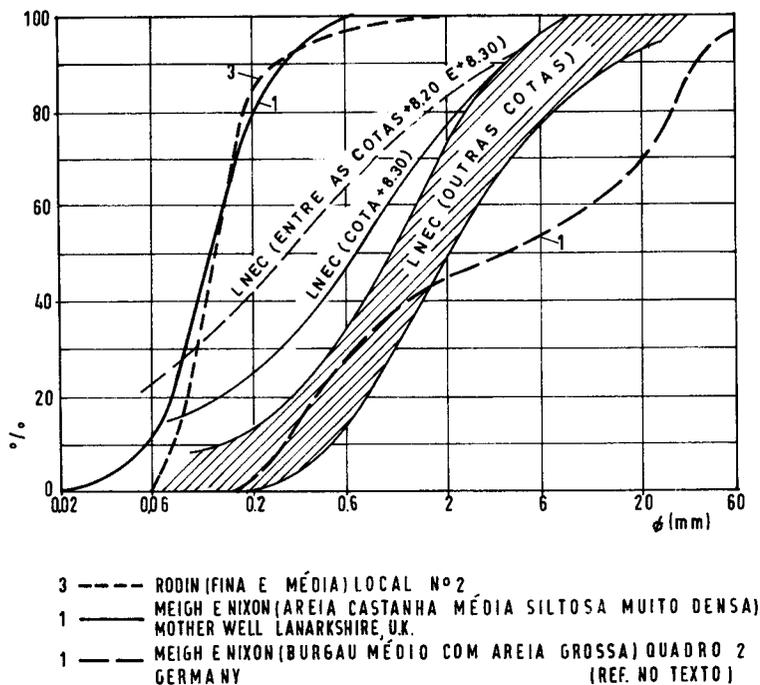


Fig. 5 — Curvas granulométricas.

Este tipo de ensaio de compressão axial com extensão radial nula e sem mobilização de atrito lateral foi já descrito em pormenor (LNEC, 1977). Para cada amostra fizeram-se ensaios para três graus de compactidade inicial diferentes. Na Figura 6 transcreveu-se os resultados do ensaio de compressibilidade de uma das amostras.

Quanto às determinações da compactidade “in situ” e dada a grandeza dos erros envolvidos nas determinações, não foi possível tirar indicações de natureza quantitativa que permitissem estudo de correlações com os resultados dos ensaios de penetração. Quantitativamente indicam que os solos mais compactos exibem maior resistência à penetração.

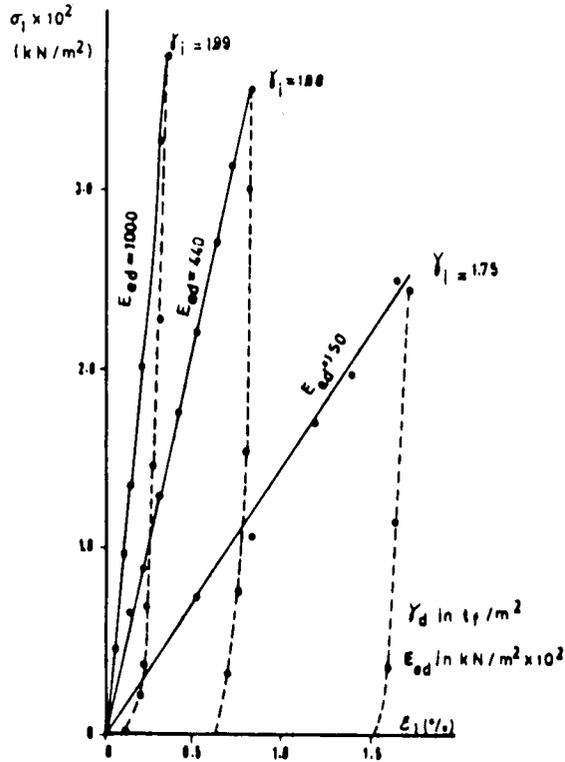


Fig. 6 — Ensaio de compressão unidimensional para três pesos volúnicos aparentes secos iniciais diferentes (areia da cota + 13,2).

4 — INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Procurar-se-á uma interpretação tendo em atenção a possibilidade de correlacionar valores obtidos por vias experimentais diferentes.

4.1 — Correlação entre resultados SPT e CPT

Tem sido um assunto muito estudado dada a grande difusão destes ensaios de penetração. Na figura 7 apresenta-se uma correlação com larga aceitação, baseada em elevado número de resultados experimentais (Rodin et al.,

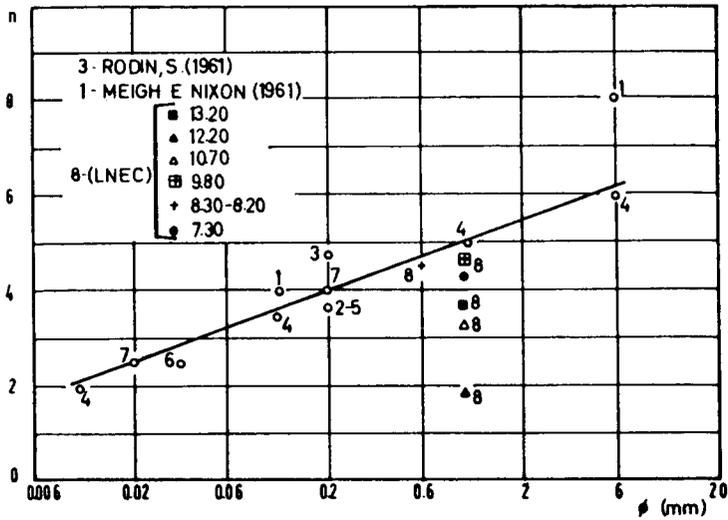


Fig. 7 — Gráfico $n = f(\phi)$ para solos não coesivos.

1974) e que tem em linha de conta a granulometria. Por tal motivo representam-se na Figura 4 as curvas granulométricas correspondentes aos resultados de dois autores (Meigh and Nixon, 1961; Rodin, 1961) podendo assim ter-se uma ideia de como foi estabelecido o diâmetro representativo para figurar na Figura 7 (os elementos sobre os ensaios 1 a 7, podem ser encontrados em Rodin et al., op. cit.). Com o mesmo critério assinalam-se os ensaios agora efetuados utilizando-se um valor de n igual à média dos resultados dos dois ensaios CPT à profundidade em questão (Figura 2). As características granulométricas são as apresentadas na Figura 5.

Como pode verificar-se os resultados dos ensaios a maior profundidade aderem melhor à correlação, outrotanto não sucedendo com os mais superficiais, sobretudo os da cota + 12,20. Admitindo que as diferenças granulométricas não são significativas dum ponto de vista prático, é possível analisar 35 correlações até aos 18,3 m de profundidade daí resultando um valor médio de n igual a 4,5.

4.2 — Correlação entre os valores de R_p e a compressibilidade

Entre as mais conhecidas relações entre R_p e a compressibilidade E ($E = \alpha R_p$) podem citar-se as utilizadas por De Beer (1965) e Schmertmann (1970) na previsão dos assentamentos das estruturas com α igual a 1,5 e 2 respectivamente. E tem o significado de um módulo de deformabilidade para uma situação de compressão unidimensional (E_{ed}). Dos ensaios de placa e com base na teoria da elasticidade pode deduzir-se um módulo de deformabilidade E_p admitindo a carga vertical e o meio elástico, isotrópico e semi-indefinido (Terzaghi, 1943). No Quadro I apresentam-se valores de E_p para diversos incrementos de σ_v (adoptou-se ν , coeficiente de Poisson, igual a 0,3). Considera-se como significativo o escalão de carga de 0 a 50 KN/m² após descarga da tensão 20 KN/m². Na realidade o primeiro escalão tem como finalidade eliminar efeitos de ajustamentos da placa ao solo e quanto ao último, embora com maior dispersão de resultados, pode englobar já efeitos devidos a plastificações (a tensão de cedência da areia é da ordem dos 60 KN/m²). No Quadro I figuram ainda resultados dos ensaios de penetração medidos 0,6 m abaixo da cota

ENSAIO DE PLACA Nº	$E_p \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ ($\nu = 0,3$)			N(SPT)	$R_p \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ a)
	$\sigma_v \times 10^2 \text{ kN/m}^2$				
	0-02(0,25 ^o)	0-0,5	0-1,5 (1,0 ^o)		
I	200 ^a	140	80 ^a	9	35/31
II	350 ^a	290	130	9	38/30
III	90 ^a	100	70	14	49/42
IV	200	140	110	10	51/40
V	100	90	70	11	56/35
VI	150	150	130	12	50/53

a) Média dos resultados dos ensaios imediatamente inferiores à cota de ensaio de placa.

Quadro I — Valores de E_p em função dos diferentes incrementos de σ_v e os correspondentes resultados dos ensaios SPT e CPT.

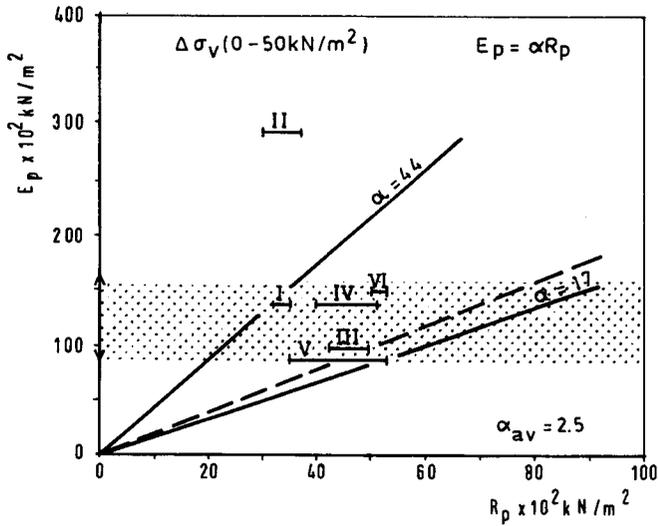


Fig. 8 — Correlação dos valores de E_p obtidos dos ensaios de carga com placa com os valores R_p dos ensaios CPT.

de cada ensaio de carga de placa e na Figura 8 apresentam-se gráficos em que se analisa $E_p = \alpha R_p$. Considerando anômalo o valor do ensaio II, vem $\alpha_{av} = 2,5$, com valores extremos de 1,7 a 4,4.

4.3 — Ensaios de compressão unidimensional

Com os valores E_{ed} em cada ensaio elaborou-se o gráfico $E_{ed} = f(\gamma_i)$ da Figura 9. A tensão vertical máxima aplicada foi da ordem dos 400 KN/m² e nalguns casos verificou-se um comportamento não-linear. Daí que na Figura 9 se apresentem 2 valores de E_{ed} para o mesmo ensaio, considerando-se como mais significativos os correspondentes à gama dos menores σ_v (correspondentes aos σ_v dos ensaios de placa).

Com esta análise pretendeu-se uma informação adicional sobre os valores de α obtidos dos ensaios de carga com placa.

Caracterizando a relação $E_{ed} = f(\gamma_i)$ pode tentar-se prever qual a deformabilidade “in situ” mais provável tendo em atenção a compacidade “in situ”.

Verifica-se que é a gama dos menores valores de γ_i a de maior interesse atendendo à compacidade “in situ” daqueles solos. Para $\nu=0,3$ (recorrendo à conhecida relação de Jáky com φ , igual a 35° , deduzido dos ensaios de penetração) vem E (módulo de Young) igual a $0,75 E_{ed}$. O módulo E_p deve exibir um valor compreendido entre E_{ed} e E . De acordo com Barata (1970) E_p é sensivelmente igual a $0,8 E_{ed}$, pelo que no caso presente E_p teria um valor mais próximo de E ($\nu=0,3$).

Atendendo a que a compacidade das areias é média a solta (medição “in situ” e indicações dos ensaios de penetração) ter-se-á um γ_i de 1,7 a 1,8 tf/m^3 . De acordo com a Figura 9, a esses valores correspondem valores de E_p compreendidos entre 90 e 160 kgf/cm^2 , o que concorda razoavelmente com os valores de E_p da Figura 8.

Se E na correlação $E = \alpha R_p$ tiver o significado dum módulo de Young então o valor α assumirá um valor α' ligeiramente diferente:

$$\alpha' = \alpha \frac{E}{E_p} \approx 0,93 \quad \alpha = 2,35$$

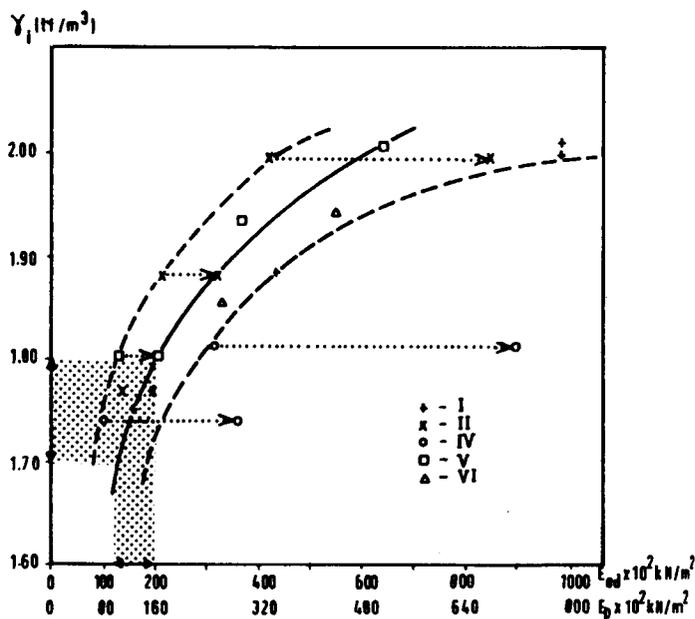


Fig 9 — Valores de E_{ed} e E_p em função do peso volúmico aparente seco inicial.

5 — CONCLUSÕES

5.1 — A correlação $N=4$ (Meyerhof, 1956) ajusta-se bem à média dos resultados obtidos, o mesmo não sucedendo com a influência da granulometria relativamente à correlação entre aqueles dois parâmetros proposta por Rodin et al. (1974, op. cit.). De facto só os solos localizados a maior profundidade deram uma resposta de acordo com a referida correlação.

5.2 — A importância da determinação experimental de α deriva da necessidade da medição indirecta da deformabilidade dada a dificuldade em colher amostras indeformadas de solos arenosos. Recentemente tem sido investido grande esforço no sentido de conseguir amostras da classe I (ex. Singh et al., 1979) mas está-se longe duma utilização generalizada. As determinações experimentais de α podem ser efectuadas comparando os valores de R_p com os valores de E deduzidos de ensaios “in situ” ou de assentamentos exibidos por estruturas fundadas nos locais dos ensaios de penetração. No caso presente recorreu-se a ensaios “in situ” e de laboratório.

Para as areias saturadas estudadas (médias a grossas com alguns bur-gaus) obteve-se um valor médio de α igual a 2,5.

6 — AGRADECIMENTOS

À Direcção-Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos que possibilitou este estudo e ao Eng.º Tavares de Castro, Engenheiro Residente no açu-de-ponte de Coimbra, pela sua colaboração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARATA, F. E. (1970) — Correlações importantes entre alguns módulos de deformações do terreno. IV COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol, I, Tema 1:100-116.
- DeBEER, E. (1965) — Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. Proc. Symp. Bearing Capacity and Sttle of Found., Duke University. 15-33.
- FOLQUE, J. (1976) — Características mecânicas de solos deduzidas de ensaios de penetração. Geotecnia 17:73-85.

- LNEC (1977) — Enrrocamentos. Atualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação. Lisboa.
- LNEC (1981) — Determinação da deformabilidade “in situ” de material aluvionar arenoso (açude-ponte de Coimbra). Lisboa.
- MEIGH, A. C., I. K. NIXON (1961) — Comparison of in situ tests for granular soils. Proc. of the Fifth ICSMFE, Paris, Vol. 1:499-507.
- MEYERHOF, G. G. (1956) — Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. B1, SM1.
- RODIN, S. (1961) — Experiences with penetrometers, with particular reference to the standard penetration test. Proc. of the Fifth ICSMFE, Paris, Vol. 1:517-521.
- RODIN, S., B. O. CORBETT, D. E. SHERWOOD e S. THORNURN (1974) — Penetration testing in United Kingdom. Proc. of the Eurp. Symp. on Penetration Testing, Stockholm, vol. 1:139-146.
- SCHMERTMANN, J. H. (1970) — Static cone to compute static settlement over sand. Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 96, SM3:1011-1043.
- SINGH, S., SEED, H.B. e CHAN, C.K. (1979) — Undisturbed sampling and cyclic load testing on sands. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- TERZAGHI, K. (1943) — Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York.