C. D. U. 624.157.7

Cargas de trabalho das fundações profundas executadas por perfuração

Eng. VICTOR F. B. DE MELLO
Director de serviços, Geotécnica S. A.
Engenheiros Consultores

Entre os problemas os mais parcamente conhecidos na Mecânica dos Solos situa-se o das cargas de trabalho das fundações profundas executadas por perfuração. Pretendemos no presente trabalho esquematizar a situação em que, a nosso ver, se encontra actualmente a solução do problema.

É nossa intenção dedicar esse estudo crítico às fundações profundas denominadas «tubulões». Porém, somos de certa forma obrigados a considerar grande parte da família de elementos de fundação a que esses últimos pertencem: primeiro, porque ainda não tem sido incontestàvelmente definida a aplicação correcta da designação de «tubulão» em comparação com a de «estaca» ou de «bloco de apoio»; segundo, porque se limitarmos arbitràriamente o nosso campo de estudo já inicialmente deficiente de informações, dificilmente chegaremos a qualquer conclusão tècnicamente valiosa.

No Brasil «tubulões» eram geralmente considerados as fundações profundas de perfuração procedida por operários que desciam pelo fuste até o fundo; por outro lado, estacas eram consideradas as fundações profundas executadas por máquinas e operários à superfície do terreno. Recentemente, porém, surgiram na praça os equipamentos, já há muito usados no estrangeiro, que permitem realizar perfurações de grande diâmetro e profundidade da própria superfície do terreno. Assim, a definição anterior tem sido quase generalizadamente substituída pela diferenciação seguinte: estacas são as fundações profundas de diâmetro inferior a 0,60 m em cuja execução não se prevê a descida de um técnico ou especialista para examinar o terreno na cota de base; tubulões por outro lado são as fundações profundas de diâmetro superior 0,60 m que precisamente permitem, e normalmente utilizam, esse exame antes da concretagem. Quanto à profundidade que permite distinguir entre «tubulões» e «blocos de fundação», consideramos lícito fixar para ela de acordo com Terzaghi, o valor igual à dimensão da base (diâmetro ou largura), sendo os «blocos» considerados fundações rasas por se apoiarem a profundidade inferior a essa dimensão.

Enfim, quaisquer que sejam as definições assim arbitràriamente estabelecidas, justifica-se que se considerem simultâneamente os tubulões e as estacas moldadas-in-loco procedidas por perfuração, particularmente no que se refere às cargas de trabalho respectivas.

A carga de trabalho de determinado elemento de fundação é sempre fixada de acordo com o mais severo dos dois critérios seguintes: (1) a carga de rotura («capacidade de carga») dividida por um coeficiente de segurança (2) a carga tal que os recalques totais, e indirecta mas consequentemente, os diferenciais, não excedam o valor considerado o máximo admissível.

Carga de rotura

Limitamo-nos no presente trabalho a considerar a solução teórica avançada por Terzaghi para o cálculo da capacidade de carga dos tubulões. Embora as hipóteses simplificadoras adoptadas por Terzaghi tenham resultado numa solução quase grosseira do problema, convém lembrar que justamente por não ter sido matemàticamente muito ambiciosa a dedução pode chegar a resultados aplicáveis em qualquer solo, sendo ainda hoje a única solução nessas circunstâncias. Ademais, é útil a sua apreciação porquanto fundamentalmente os conceitos e processos empregados por Terzaghi vêm servindo de orientação para todas as soluções mais recentemente estudadas à busca de resultados menos grosseiros.

Terzaghi limitou-se a considerar uma adaptação da teoria aproximada de capacidade de carga de fundações rasas por ele desenvolvida, procurando levar em conta a contribuição da resistência ao cisalhamento do solo existente acima da cota de

apoio, contribuição essa desprezada no caso das fundações rasas (Fig. 1). Resumimos a seguir os pontos salientes da dedução, introduzindo pequenas modificações e observações segundo nos parece justificado.

$+ \pi R^2 z \ (\gamma_{conc.}) - 2 \pi R z f$. Porém, tendo em mente o alívio de pressão $z \gamma_{nat}$ devido à perfuração podemos admitir que apenas depois de ultrapassada a carga $\pi R^2 z \gamma_{nat}$ é que serão transmitidas solicitações tendendo a provocar a com-

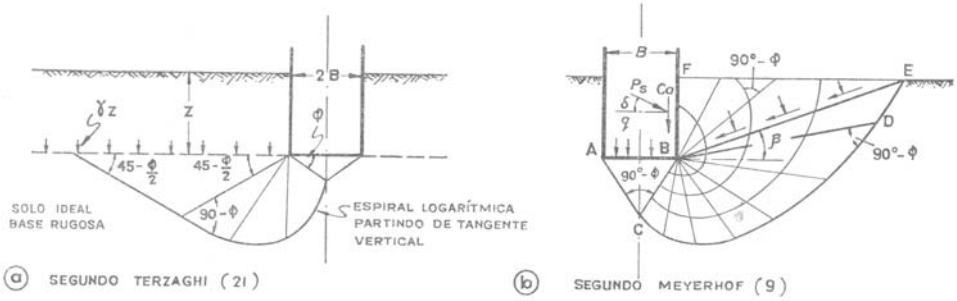


Fig. 1 — Superfície de rotura sob sapatas rasas

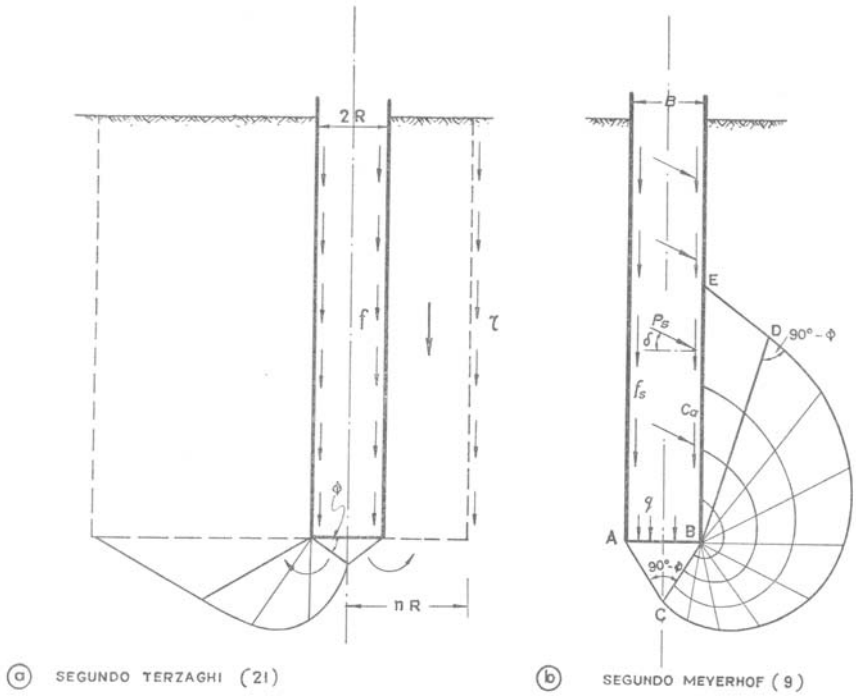


Fig. 2 — Superfície de rotura sob sapata profunda

Na Figura 2 representamos um pilar de carga Q apoiada sobre um tubulão sem alargamento de base. Atribuindo o valor «f» ao atrito médio desenvolvido ao longo do fuste, concluimos que a carga aplicada na base do tubulão será $Q +$

pressão e rotura do terreno de apoio. Portanto a carga efectiva aplicada no terreno de apoio será $Q' = Q + \pi R^2 z \ (\gamma_{conc.} - \gamma_{nat}) - 2 \pi R z f$. Cumpre assinalar que esta equação é igualmente válida se a fundação estiver parcial ou total-

mente submersa, pois $(\gamma_c)_{sub} - (\gamma_s)_{sub} = \gamma_c - \gamma_s$.

Para calcular essa carga Q' Terzaghi recorreu a sua fórmula da capacidade de carga de placas circulares rasas: $Q_c = \pi R^2 (1{,}3\, c\, N_c + \gamma z\, N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma)$. Essa fórmula, que é baseada na concepção teórica da existência de uma equação genérica semelhante à deduzida para as sapatas corridas, foi estabelecida empìricamente, e, diz Terzaghi, «empregando os resultados de ensaios os mais desfavoráveis como base para uma equação provisória» (21,134). Em relação a essa equação teremos que observar, oportunamente, não só o empirismo reconhecido mas também as limitações implícitas na dedução da carga de rotura das sapatas corridas, consideradas rasas. Uma das principais hipóteses diz respeito à simplificação introduzida por desprezar-se o terreno circunvizinho situado acima da cota de apoio, representado em suas eventuais influências por apenas uma sobrecarga $Z\, \gamma_{nat}$. No caso dos tubulões Terzaghi admitiu que a rotura da base só seria possível quando acompanhada do movimento ascensional da terra contígua, dentro de um raio hipotético nR (Fig. 2); como esse volume de terra recebe as tensões transmitidas pelo atrito ao longo do fuste, e seu eventual movimento ascensional seria também resistido por tensões cisalhantes τ (valor médio) ao longo da periferia externa, Terzaghi procurou incorporar todas essas considerações atribuindo ao volume de terra respectivo uma densidade maior, γ', a ser usada no cálculo da sobrecarga $\gamma' z$ sobre o terreno à cota de apoio. Estabelecendo a equivalência de forças e pesos

$$z \pi (n^2 R^2 - R^2) \gamma' = z [\pi (n^2 R^2 - R^2) \gamma + 2 \pi n R \tau + 2 \pi R f]$$

deduzimos a relação

$$\gamma' = \gamma + 2 \frac{f + n \tau}{(n^2 - 1) R} \qquad \text{(a)}$$

Nessa equação o valor de γ é um valor médio, incluindo no trecho abaixo do lençol freático os γ_{sub} dos solos respectivos, de tal forma que do produto de $z\gamma$ resulte a pressão efectiva do peso de terra à cota de apoio.

Assim, a carga de rotura da placa circular passou a ser expressa pela fórmula

$$Q' = \pi R^2 [1{,}3\, c\, N_c + \gamma' z\, N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma]$$

e a carga de pilar que provocaria a rotura do tubulão seria

$$Q = \pi R^2 [1{,}3\, c\, N_c + \gamma' z\, N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma] + 2 \pi R z f - \pi R^2 z (\gamma_c - \gamma_s) \qquad \text{(b)}$$

onde γ' é dado pela equação (a), γ é determinado conforme acima descrito, e γ_c e γ_s são as densidades naturais ou submersas (indiferentemente) do concreto e do solo, conforme acima explicado.

Segundo Terzaghi, depois de admitidos valores médios prováveis para f e τ, o valor de n será investigado por tentativa, e ficará determinado de tal forma que o valor de Q da fórmula (b) seja o mínimo.

Cumpre salientar que a dedução acima resumida abrange simultâneamente as duas contribuições de resistência que em problemas de fundações profundas costumam ser consideradas separadamente, a resistência de ponta, e a resistência de atrito lateral.

Em relação ao processo de cálculo sugerido por Terzaghi e sua aplicação na prática, cabem ainda as seguintes observações:

1) A escolha de valores apropriados de f e τ a adoptar depende exclusivamente de critério pessoal baseado em considerações qualitativas altamente indeterminadas. Se as curvas tensão-deformação dos materiais ao redor do fuste forem muito mais abatidas do que as do terreno de apoio da base, condição muito comum admitindo justificada a escolha da fundação profunda por tubulões, recomenda-se adoptar valores de f muito baixos. O mesmo resulta por deficiências do contacto entre o terreno e o tubulão quando as camadas atravessadas forem relativamente consistentes, admitidos os processos usuais de execução do tubulão bem como a baixa rugosidade de sua superfície externa. Por outro lado, os valores de τ despertados dependerão precipuamente da incompressibilidade volumétrica da massa obrigada a deslocar-se na rotura. Enfim, tendo em vista que qualquer estimativa desses dois factores será inevitàvelmente grosseira, reconhecemos imediatamente que a busca de um valor mínimo de Q baseado em variações hipotéticas de n tem muito pouco sentido prático. Ademais lembramos que esse procedimento não encontra sólido apoio teórico pois que realmente a posição da superfície «vertical» de rotura seria

função da superfície de rotura desenvolvida pela placa circular. Sugere-se pois como perfeitamente satisfatório e muito mais prático a adopção de um valor fixo de n em função aproximada do diâmetro da base do tubulão e das características de resistência do terreno carregado.

2) Terzaghi (21,136 ; 22,490) recomenda muito pessimismo na escolha de um valor para τ, particularmente quando os solos não puderem ser considerados razoàvelmente incompressíveis, e considera nula a contribuição de atrito f ao longo do fuste. Assim tem resultado a conclusão de que no caso mais pessimista em que f e τ forem admitidos nulos, a capacidade de carga de um tubulão será apenas

$$Q = \pi R^2 [\, 1{,}3\, c\, N_c + \gamma z N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma \,] - \pi R^2 z\, (\gamma_c - \gamma_s)\,.$$

Todavia essa tentativa de correcção não satisfaz completamente porquanto é fácil demonstrar que o erro, e o pessimismo consequente, reside fundamentalmente na avaliação da «resistência de ponta», isto é, no cálculo da taxa de rotura de uma placa apoiada a grande profundidade, e qualquer que seja a hipótese adoptada quanto ao desenvolvimento do atrito lateral, convém melhorar a estimativa da capacidade de suporte da base para eliminar o erro nela implícito.

Aplicamos para esse fim um raciocínio, a seguir resumido, que julgamos dispensar comentários adicionais: se a resistência ao cisalhamento de um solo se exprime pela equação $s = c + \sigma\, t_g\, \varphi$, então a uma profundidade Z à qual a pressão efectiva de peso de terra for γz, por mero deslocamento de um eixo do diagrama de Mohr

Resistência do solo $s = c + \sigma\, tg\, \varphi$; Pêso específico do solo $\gamma = 1{,}7\ t/m^3$
Raio da placa R = 1 m ; Profundidade considerada 10 m

A) FÓRMULA DE TERZAGHI $q = 1{,}3\, c\, N_c + \gamma Z N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma$						
Angulo de atrito φ		0°	10°	20°	30°	35°
Coeficientes de Terzaghi	N_c	5,7	9	17,5	37	58
	N_q	1,0	3	7,5	21,5	40
	N_γ	0	0,5	4	20	42
Taxa de rotura à prof. de 1 m		7,4c + 1,7	11,7c + 5,1 + 0,5	22,7c + 12,7 + 4	48c + 36,5 + 20	75c + 68 + 42
(1) Taxa de rotura da placa à profundidade de 10 m de acôrdo com recomendações de Terzaghi (21 ; 176)		7,4c + 17	11,7c + 51 + 0,5	22,7c + 127 + 4	48c + 365 + 20	75c + 680 + 42
Coesão efetiva à prof. de 10 m ; $c' = c + \gamma z\, tg\, \varphi$		c	(c + 3)	(c + 6,2)	(c + 9,8)	(c + 11,9)
(2) Taxa de rotura da placa a prof. de 10 m usando o critério da coesão variavel, e considerando o efeito da escavação.		7,4c + 17	11,7c + 35 + 0,5 + 17	22,7c + 140 + 4 + 17	48c + 468 + 20 + 17	75c + 900 + 42 + 17
Diferença (2) - (1) t/m^2		0	1	30	120	237
B) FÓRMULA DE MEYERHOF PARA ESTACAS (10) $q = c N_c + K_s \gamma Z N_q$						
Taxa de rotura da ponta a prof. de 10 m	$K_s = 1$	$10_c + 17$	$28_c + 60$	$68_c + 200$	$210_c + 1000$	? + 2500
	$K_s = 0{,}5$	$10_c + 8{,}5$	$28_c + 30$	$68_c + 100$	$210_c + 500$	? + 1250

Fig. 3 — Comparação do efeito de profundidade atribuído à capacidade de carga de placa circular, calculada por processos diferentes

Essa conclusão, porém, é evidentemente errada e demasiadamente pessimista: portanto, para contrabalançar esse pessimismo desmesurado tem sido costumeiro admitir que o atrito lateral do terreno sustente o peso do próprio tubulão, de forma que a carga de rotura passe a ser

$$Q = \pi R^2 [\, 1{,}3\, c\, N_c + \gamma z N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma + z \gamma \,]$$

podemos escrever a equação de resistência dos elementos de solo a serem solicitados na forma $s = c' + \sigma\, t_g\, \varphi$ em que c' será o novo valor da coesão, sendo equivalente a $c + \gamma z\, t_g\, \varphi$. Então a capacidade de carga de uma placa profunda não pode ser menor do que

$$q = 1{,}3\, c'\, N_c + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma + z \gamma \qquad (c)$$

nessa equação eliminamos o factor de profundidade $\gamma z N_q$ porque o efeito da profundidade está sendo incluído em dois outros termos — primeiro, no cálculo da coesão c', e segundo, no acréscimo do factor γz que é justificado pelo facto de que as pressões actuantes só começarão a solicitar o terreno de apoio de modo a rompê-lo após reposta e ultrapassada a pressão γz retirada na escavação.

Apresentamos em anexo um quadro (Fig. 3) no qual fica patenteado, utilizando-se os valores de N_c, N_q e N_γ dados por Terzaghi, que em terrenos de apreciável ângulo de atrito (terrenos nos quais o efeito da profundidade seria reconhecidamente pronunciado, tornando mais comum o emprego das fundações por tubulões) os benefícios atribuídos à profundidade não estão à altura do que seria lícito esperar utilizando a própria fórmula de Terzaghi. A simplificação introduzida, quanto à profundidade, no cálculo da capacidade de carga das fundações rasas resultou em valores de N_q indubitàvelmente baixos que levam a conclusões excessivamente pessimistas precisamente nos casos em que os aumentos da capacidade de carga deveriam decorrer do aumento da profundidade.

Em conclusão, julgamos que, para uma avaliação da carga de pilar que provocaria a rotura do tubulão que o sustenta, podemos aplicar a fórmula

$$Q = \pi R^2 [1{,}3\, c' N_c + (\gamma' - \gamma)\, z N_q + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma] + \\ + 2 \pi R z f - \pi R^2 (\gamma_c - \gamma_s) \qquad \text{(d)}$$

ou, no caso geralmente admitido como muito desfavorável, sua forma simplificada

$$Q = \pi R^2 [1{,}3\, c\, N_c + 0{,}6\, \gamma R N_\gamma + z \gamma]$$

em que se admite que o atrito lateral apenas sirva para absorver o peso do próprio tubulão.

Informações suplementares quanto à carga de rutura

Conforme era de se esperar, o assunto tem absorvido e continua a atrair os esforços de muitos especialistas, à busca de soluções mais correctas e não menos simples de aplicação. O trabalho que mais se destaca é o de Meyerhof (9) que conseguiu atacar o problema da capacidade de carga das fundações, rasas ou profundas, por uma análise genérica semelhante à de Terzaghi mas libertada da hipótese simplificadora

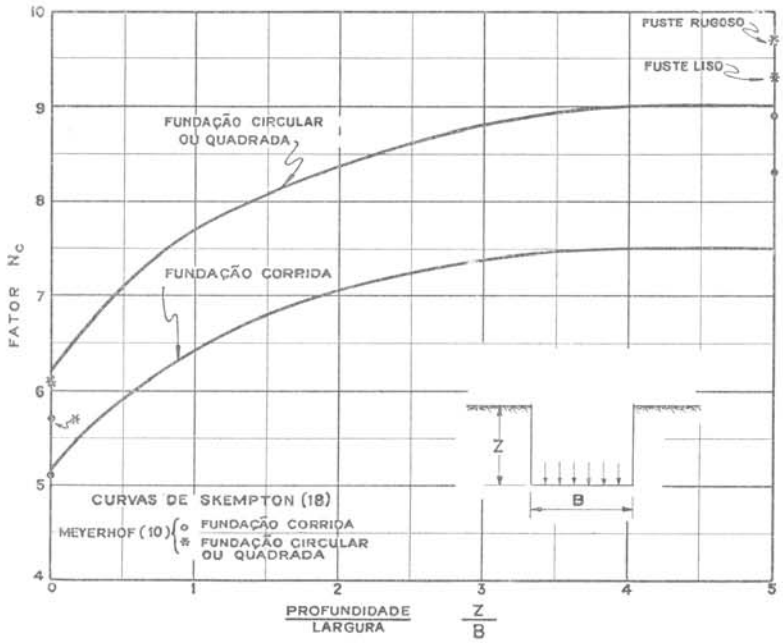


Fig 4 — Factor Nc de capacidade de carga para fundação em argila

quanto à terra situada acima da cota de apoio, chegando a soluções gerais para o caso de sapatas corridas apoiadas a qualquer profundidade.

Porém, no caso de placas circulares (tubulões) Meyerhof (9) conseguiu determinar matemàticamente a capacidade de carga sòmente para os solos puramente coesivos ($s = c$). Skempton (18) alcança valores muito semelhantes, conforme é visível pela Fig. 4. Convém notar que a pressão de apoio que provoca a rotura da base do tubulão profundo (profundidade equivalente a $2 \times$ diâmetro para Meyerhof, mas $5 \times$ diâmetro para Skempton) determina-se ser aproximadamente $q = 9{,}5\ c + \gamma\ z$. À carga de rutura assim calculada ($\pi\ R^2\ g$) deve ser acrescentada a resistência de atrito ao longo do fuste ($2\ \pi\ R\ f\ z$), subtraindo-se porém o peso do próprio tubulão.

de rotura muito superiores às anteriormente avaliadas, principalmente no que diz respeito ao factor $c\ N_c$. Não possuimos confirmação desse ponto por intermédio de outro trabalho, mas em relação ao factor N_q devemos ressaltar que para as estacas trabalhando em areia Skempton e Yassin (19) fornecem valores muito semelhantes aos de Meyerhof (Fig. 5).

Esses trabalhos consideram apenas a resistência de ponta da fundação profunda. Em relação à resistência de atrito ao longo do fuste as opiniões das autoridades abrangem toda a gama de variação desde a inexistência de qualquer contribuição até à adopção do valor máximo hipotético correspondente ao desenvolvimento do atrito máximo (a resistência ao cisalhamento) simultâneamente ao longo de todo o fuste. É sem

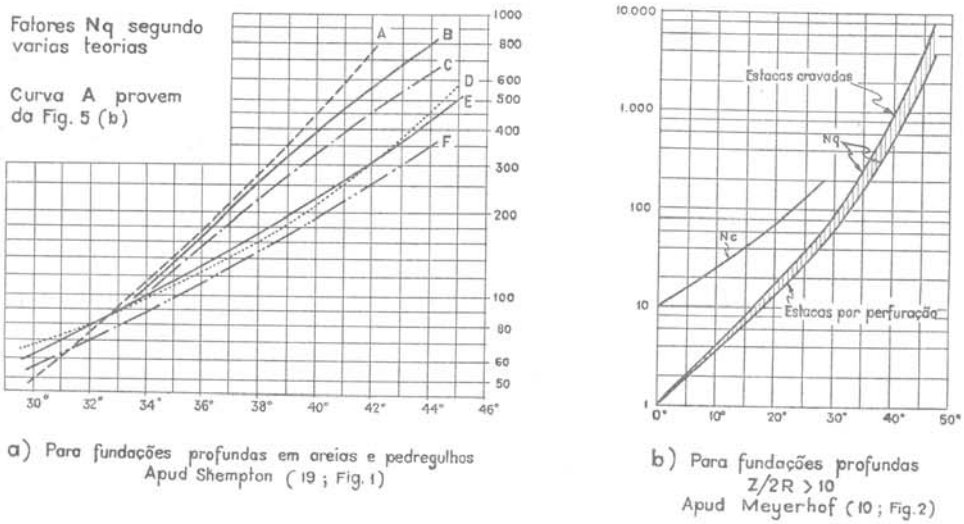


Fig. 5 — Factores N_c e N_q para cálculo de capacidade de carga de fundações profundas

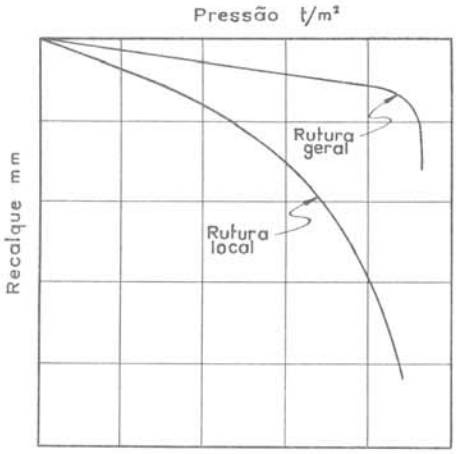
Por métodos semi-empíricos Meyerhof (10) estabelece para as estacas (profundidade superior a dez vezes o diâmetro) valores de N_c e N_q, figurados no desenho n.º 5, para uso na fórmula $q = c\ N_c + K_s\ \gamma\ z\ N_q$ que deverá fornecer a resistência de ponta desprezando a contribuição $\gamma\ R\ N_\gamma$. Para fins de comparação apresentamos no quadro da Fig. 3 os valores da capacidade de carga da base de um tubulão de dez metros de profundidade e dois de diâmetro, calculados a partir desses valores de N_c e N_q e para duas hipóteses de K_s consideradas as extremas admissíveis. Observa-se que resultam taxas

dúvida um assunto que carece grandemente de observações experimentais em protótipos e modelos que representem as condições muito variáveis normalmente encontradas na prática. No caso dos tubulões julgamos que na grande maioria de circunstâncias a contribuição de atrito lateral poderá apropriadamente ser considerada desprezível, particularmente quando o tubulão for executado com tubos de revestimento, e possuir um alargamento de base. Excluem-se desse caso os tubulões concretados em poços abertos sem entivação para os quais poderemos admitir contribuições de resistência por atrito lateral

semelhantes às das estacas. Cumpre lembrar porém que diversos estudos teóricos e práticos têm demonstrado que o valor máximo de atrito lateral num terreno coesivo não excede a cerca de 50 % do valor máximo hipotético de $2 \pi R z c$ (17); o mesmo se verifica nos solos não coesivos, em que a resistência por atrito lateral só alcança valores da ordem de 50 % do máximo hipotético de $\pi R z^2 \gamma K_r \operatorname{tg} \varphi$, onde K_r é o coeficiente de empuxo de terra em repouso.

Carga de trabalho

Procedemos a apreciação do assunto acima tendo em vista a possibilidade de se fixar a carga de trabalho de um tubulão à base da introdução de um coeficiente de segurança (geralmente recomendado na ordem de 3) em relação à rotura.



Exemplo: Código de Boston
Placa de 30 × 30 cm
N = 2
x = 10 mm
y = 25 mm

CRITÉRIOS PARA FIXAÇÃO DA TAXA DE TRABALHO:

$$\sigma_{ad} \leq \begin{cases} (1) & \dfrac{\sigma_{rut}}{N} \\ (2) & \sigma_{recalque\ x} \end{cases}$$

x = recalque considerado admissível para a placa usada

$$\sigma_{rut} = \begin{cases} (1) & \sigma_{máximo\ de\ ensaio} \\ (2) & \sigma_{rutura\ (em\ rutura\ geral)} \\ (3) & \sigma_{recalque\ y} \end{cases}$$

y = recalque considerado excessivo para a placa usada

Fig. 6 — Comportamento tensão-deformação de placas carregadas

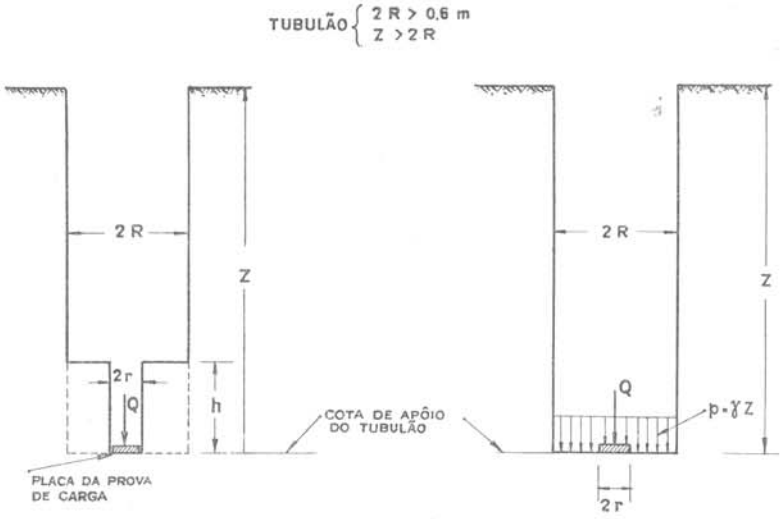
casos de «rotura local», devidos à compressibilidade e deformabilidade excessiva de terrenos de apoio relativamente fôfos, e, arrimado em algumas observações práticas, sugeriu obviar às dificuldades de análise levantadas por essa deformabilidade recorrendo a uma redução dos parâmetros da resistência ao cisalhamento no cálculo da taxa de rotura (Fig. 6). De forma diferente, porém, decididamente mais apropriada, foi encarado o problema por diversos códigos de interpretação dos resultados de provas de carga que reconheceram que, em tais casos de solos pouco compactos, tanto a taxa de rotura a ser arbitràriamente fixada, como a taxa de trabalho, deviam-se cingir a certos valores de deformação.

Assim, tendo em mente a rapidez com que aumenta a carga de rutura de uma placa com a profundidade a que fica apoiada, não nos é difícil compreender que na grande maioria dos tubulões o problema fundamental a considerar na fixação da carga de trabalho é o da deformação (recalque) máxima admissível (22:490). Cumpre pois atacar o problema da carga de trabalho dos tubulões por via inteiramente diversa da que tem sido até hoje mais intensamente

Porém, reconhecemos que já nas fundações rasas existem muitos casos em que é difícil a fixação de uma taxa de rotura visto que as deformações aumentam com as tensões em curva perfeitamente contínua e progressivamente mais inclinada (Fig. 6) a ponto de tornar arbitrária a escolha de uma determinada tensão como sendo a de rotura. Terzaghi (21:130) denominou-os

estudada: torna-se indispensável avaliar o recalque do tubulão sob a sua carga de trabalho, e, por outro lado, estudar quais os recalques diferenciais máximos admitidos pela estrutura. Desnecessário será frisar que consideramos desprovida de qualquer sentido a tentativa, relativamente frequente, de se tomar em conta esse assunto da deformabilidade do terreno de apoio dos tubulões por meio dos mesmos factores de capacidade de carga N'_c, N'_q, N'_γ deduzidos por Terzaghi para a rotura local de fundações rasas, admitindo os parâmetros de resistência reduzidos conforme acima mencionado.

Não existem ainda observações e análises interpretativas adequadas que indiquem como proceder a avaliação do recalque de um tubulão. Sob ponto de vista prático e económico opinamos que o melhor caminho para a solução do problema reside na avaliação dos recalques a partir de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas do terreno de apoio. Como os recalques provêm tanto das deformações volumétricas como das cisalhantes, os ensaios de rotina que se aplicam ao estudo compreenderão indubitàvelmente os de adensamento e de compressão triaxial. Todavia, o processo pelo qual os resultados desses dois tipos de ensaio serão interpretados e conjugados para fornecer estimativas do recalque do tubulão (considerado como uma placa carregada a grande profundidade) não foi ainda estudado, havendo pois necessidade de acumular muitos dados de tais ensaios e de posteriores medidas de recalques dos tubulões respectivos, para pesquisa das correlações almejadas. Naturalmente, considerando que a rigidez natural da superestrutura poderá acarretar sensíveis redistribuições das cargas dos tubulões sujeitos aos recalques em observação, haverá necessidade de instalar células nesses tubulões para o registo das tensões e cargas respectivas. A execução de



a) **Segundo Taylor:**

$\rho = \frac{q}{x}$ ρ recalque, q pressão aplicada

$x = f(Z, 2R) \simeq C_1 \left(1 + \frac{Z}{R}\right) + \frac{C_2}{R}$

Interpretação incorrecta conclui que semelhança é alcançada mantendo $\frac{Z}{R}$ constante

b) **Critério preferível**

Restabelece-se sobre a base a pressão γZ antes da aplicação de Q

Fig. 7 — Prova de carga sobre placa no interior de tubulão

provas de carga sobre tubulões individuais também fornecerá as indicações desejadas; essas provas são, porém, quase impraticáveis em vista da elevada carga que os tubulões são projectados para receber.

Uma solução a que se tem frequentemente recorrido compreende a realização de uma prova de carga sobre placa apoiada na base aberta para a concretagem do tubulão: essa prova è executada e interpretada como se fosse para a fixação da taxa de trabalho de uma sapata, utilizando-se para tanto as estipulações do código para a fundação rasa.

Apresentamos na Fig. 7 dois esquemas segundo os quais essas provas têm sido montadas em geral. O primeiro procura aplicar a orientação de Taylor (20 : 596) segundo a qual a deformabilidade do terreno sob uma placa é aproximadamente função da relação Z/R (profundidade: raio de placa); esquece, porém, que a dedução de Taylor, reconhecidamente simplista, só se aplica a escavações pouco profundas, não considerando as alterações que a própria perfuração provoca no campo de tensões. Somos portanto obrigados a considerá-lo inaceitável, particularmente de vez que é possível, sem maiores dificuldades, proceder a prova de acordo com o segundo esquema, no qual a prova só é iniciada após restituido, de certa forma, o campo de tensões do massiço. Lembramos que como o peso do tubulão corresponde aproximadamente ao peso da terra escavada, o início da construção da superestrutura também equivale aproximadamente à restituição do campo de tensões referido.

Finalizando as presentes considerações que indubitàvelmente serviram para salientar as lacunas existentes no assunto em foco, podemos citar a única recomendação até hoje divulgada para a fixação da taxa de trabalho dos tubulões. Embora precàriamente documentada essa indicação vale pela autoridade do nome que a subscreve: — diz Terzaghi (22 : 490) «Várias observações indicam que o recalque da base de um tubulão fundado em areia a certa profundidade será provàvelmente da ordem de metade do recalque de uma sapata de iguais dimensões e igualmente carregada sobre areia de características idênticas. Portanto a taxa de trabalho de tubulões em areia pode ser tomada como o dobro da taxa admissível para sapatas apoiadas sobre a mesma areia no mesmo estado de compacidade». Essas indicações são dadas para casos em que a profundidade é superior a 4 ou 5 vezes o diâmetro. «A taxa admissível na base de um tubulão fundado em argila rija é determinada pelas regras que estabelecem a taxa de trabalho de sapatas apoiadas sobre a mesma argila, qualquer que seja a profundidade alcançada pelo tubulão».

BIBLIOGRAFIA SELECCIONADA

1. Bjerrum. L. — «Les pieux de fondation en Norvège». Ann. de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Trav. Publics, Mars-Avril 1953, p. 375. Série: Sols et fondations (XIII).
2. Cambefort, H. — «Le comportement des pieux forés et les essais de pénétration». Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953, Vol. II, p. 29.
3. Caquot & Kerisel — «Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent», Loc. cit. International conference, Vol. I, p. 336.
4. Golder, H. Q. — «Some loading tests to failure on piles». Loc. cit. International conference, Vol. II, p. 41.
5. Golder, H. Q., & Leonard, M. W. — «Some tests on bored piles in London clay». Géotechnique, Vol. IV, March 1954, p. 32.
6. Habit, P. — «Essais de charge portante de pieux en modèle réduit». Loc. cit. Série: Sols et fondations (XIII), p. 361.
7. Lundgren, H. & Mortensen, K — «Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand» — Loc. cit. International conference, Vol. I, p. 409.
8. Mayer, A. — «Le pouvoir portant des pieux en milieu cohérent» — Loc. cit. International conference, Vol. II, p. 60.
9. Meyerhof, G. G. — «The ultimate bearing capacity of foundations» — Géotechnique, Vol. III, December, 1951, p. 301.
10. Meyerhof, G. G., «Recherches sur la force portante des pieux», Loc. cit. Série: Sols et frondations (XIII), p. 371.
11. Meyerhof, G. G., «Some recent foundation research and its application to design». The Structural Engineer, 1953, vol. 31. p. 151.
12. Meyerhof, G G., «Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations». Géotechnique, vol. V, September 1955, p. 227.
13. Meyerhof, G. G., & Murdock, L. J. «An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay». Géotechnique, vol, III, September 1953, p. 267.
14. Nishida, Yoshichika. «Considerações teóricas sobre o atrito lateral das estacas de fundação». Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, vol. III. 1953, p. 17.