

Ensaaios de placa na Praia de Copacabana

Roney de Moura Gomes
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, roney@poli.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

Gustavo Vaz de Mello Guimarães
UFRJ, Macaé, Brasil, guimaraes@macae.ufrj.br

Francisco de Rezende Lopes
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, fropes@coc.ufrj.br

RESUMO: A previsão de comportamento de fundações rasas não é uma tarefa trivial, sobretudo em areias, onde há dificuldade de se obter amostras indeformadas para ensaios de laboratório. A prática atual da engenharia emprega ensaios de campo, usualmente sondagens a percussão (SPT) e ensaios de cone (CPT). A difusão da execução de ensaios de placa como ferramenta de projeto e de controle de qualidade esbarra na norma da ABNT NBR 6489:1984 (Prova de carga direta sobre terreno de fundação), que preconiza que a prova de carga seja executada em placa de área igual ou superior a 0,5 m², o que torna o ensaio oneroso. Esse trabalho apresenta os resultados de provas de carga em placas de três diâmetros, na areia da Praia de Copacabana, altura do Leme, no Rio de Janeiro.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações rasas, ensaios de placas, provas de carga e fundações em areias.

1 INTRODUÇÃO

O projeto geotécnico de fundações rasas é concebido de maneira a atender aos critérios de (i) segurança ao colapso do solo e (ii) compatibilidade de deslocamentos da estrutura sob condições de serviço. Na maioria dos casos, os deslocamentos se mostram o fator preponderante no dimensionamento.

A verificação da segurança ao colapso do solo de fundação, também chamada de verificação do estado-limite último (ELU), pode ser feita por diversas abordagens. A mais tradicional é a adoção de um Fator de Segurança global (FS), configurando o chamado Método de Tensões Admissíveis. De acordo com Meyerhof (1995), os valores de FS típicos para fundações em solo estão entre 2,0 e 3,0, e a ABNT NBR 6122:2010 recomenda Fatores de Segurança mínimos de 2,0, para casos em que se disponha de ao menos duas provas de carga,

e de 3,0 quando se utilizam métodos analíticos e/ou semi-empíricos.

O carregamento da fundação pode causar deslocamentos verticais, horizontais e rotacionais. A boa prática do projeto de fundações leva em conta a compatibilidade de recalques absolutos e diferenciais entre a fundação e a estrutura. Este critério é também chamado de verificação do estado-limite de serviço (ELS).

Provas de carga em placa, sondagens a percussão (SPT) e ensaios de cone (CPT) são bastante difundidos na previsão de recalques em fundações rasas, mas possuem algumas limitações. Os ensaios SPT, por questões econômicas e culturais, são os mais difundidos no Brasil, mas possuem limitações no que tange à estimativa de parâmetros de deformabilidade do solo, além das questões da dispersão, da energia aplicada, e da influência do operador na execução do ensaio. Os ensaios CPT fornecem

resultados de maior qualidade que o SPT. Entretanto, ambos são pouco sensíveis às tensões horizontais, à estrutura e ao envelhecimento (“aging”) em solos arenosos, e, por isso, devem ser utilizados com cautela, sobretudo em areias sobreadensadas.

Os resultados dos ensaios em placa são realizados (i) para se obter parâmetros de deformação e/ou (ii) para serem extrapolados para fundações de maiores dimensões. Entretanto, para fundações em areia, a variação dos parâmetros de deformabilidade do solo com a profundidade pode levar a previsões inadequadas. Além disso, a NBR 6489:1984 recomenda que a prova de carga seja executada em placa de área igual ou superior a 0,5 m², o que corresponde a uma placa circular de 80 cm de diâmetro. Sabe-se que esta recomendação torna o ensaio oneroso, sendo necessária a execução de um sistema de reação que suporte cargas relativamente elevadas.

De modo a avaliar a representatividade de ensaios mais econômicos, ou seja, em placas com dimensões inferiores à prevista em norma, foram realizadas provas de carga em 3 placas circulares de diâmetros 30 cm, 60 cm e 80 cm, na areia da Praia de Copacabana, e os resultados são apresentados a seguir.

2 DESCRIÇÃO DO LOCAL

O local escolhido para a pesquisa foi na Praia de Copacabana, na altura do Leme, no Rio de Janeiro, conforme indicado na Figura 1.



Figura 1. Campo Experimental da Praia de Copacabana – Imagem de satélite (adaptado de Gomes, 2016).

A areia da praia é média, uniforme e de compactidade crescente com a profundidade. (Figura 2). O nível d’água está a cerca de 2,0 m de profundidade.

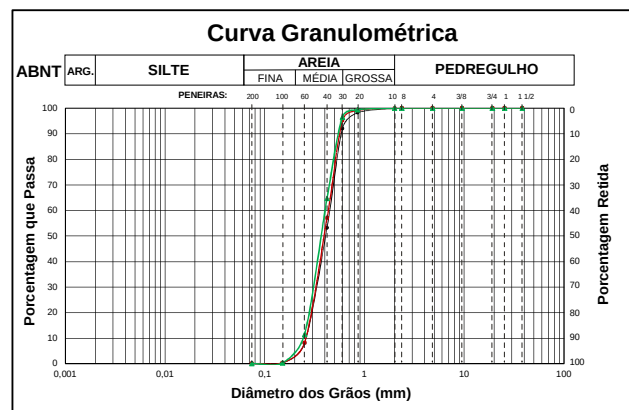


Figura 2. Curvas granulométricas (adaptado de Gomes, 2016).

Os trabalhos experimentais realizados foram ensaios geotécnicos (campo e laboratório) e provas de carga em placas. Todos os trabalhos experimentais foram executados com o apoio do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares, parte do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Alguns equipamentos e acessórios foram disponibilizados por colaboradores.

Os ensaios geotécnicos foram executados com a finalidade de obtenção de parâmetros para previsões de recalques das placas. Foram realizados: ensaios de dilatômetro sísmico (SDMT), ensaio de piezocone (CPTU), sondagens a trado e ensaios de caracterização em laboratório (granulometria por peneiramento). Um perfil da resistência de ponta do ensaio de piezocone consta da Figura 3. Os demais dados dos ensaios e os resultados das previsões de recalques são apresentados e detalhados em Gomes (2016).

3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE PLACA

Foram realizados ensaios em placas de aço de 3 diâmetros: 30 cm, 60 cm e 80 cm.

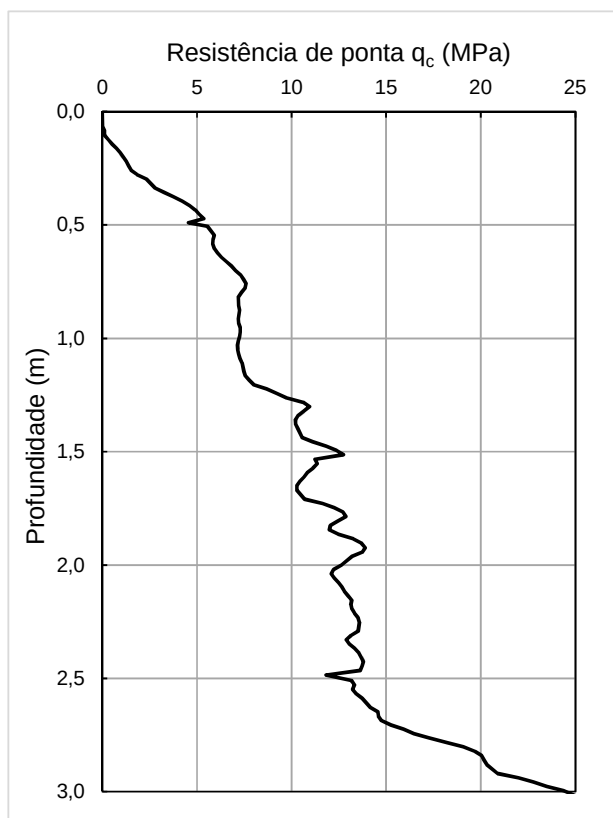


Figura 3. Perfil de resistência de ponta do ensaio de piezocone no Campo Experimental da Praia de Copacabana (adaptado de Gomes, 2016).

3.1 Equipamento e arranjo dos ensaios

A reação foi definida em estacas helicoidais nas extremidades das vigas de reação. Estas estacas foram executadas pelo equipamento de cravação Pagani TG 63-150, o mesmo empregado na execução dos ensaios SDMT e CPTU.

Os aspectos positivos desta solução são a produtividade, o baixo custo e a facilidade de remoção. O principal aspecto negativo é a limitação de carga - por conta da baixa capacidade de torque do equipamento.

As ancoragens foram ligadas a um sistema de vigas de reação, que consiste em duas vigas metálicas do tipo W 360 x 64 (aço A572 Gr.50), com 6,0 m de comprimento cada, solidarizadas por chapas.

A ligação das estacas de ancoragem com as vigas de reação foi realizada por um sistema composto por (i) parafusos para travamento, (ii) calços metálicos para combater eventuais folgas, e (iii) chapas metálicas apoiadas sobre as extremidades das vigas. A Figura 4 mostra em detalhe estas ligações entre as hastes das estacas e o sistema de vigas metálicas.

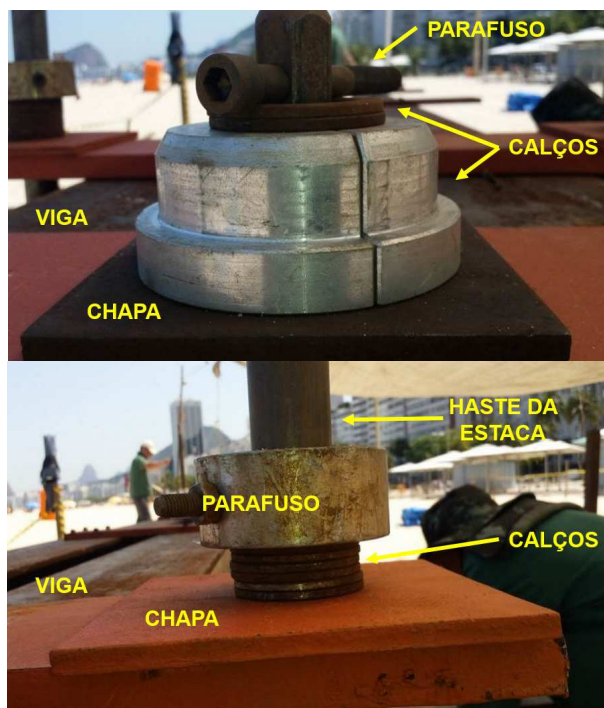


Figura 4. Exemplos de ligação de ancoragem no sistema de vigas de reação (Gomes, 2016).

O sistema de aplicação de carga consistiu em macaco hidráulico, bomba manual e manômetro. Para a medida de deslocamentos das placas foram utilizados 4 extensômetros mecânicos dispostos nas extremidades das placas em forma de cruz. O sistema de vigas de referência utilizado foi de madeira, visando minimizar os efeitos de variação térmica nas medidas dos deslocamentos.

O projeto (Figura 5) foi concebido de modo a realizar as 3 provas de carga num mesmo arranjo, sem que houvesse interferência entre ensaios. Esta premissa permitiu que as ancoragens de reação fossem executadas apenas uma vez, evitando a necessidade de remanejamento do sistema de vigas. As placas metálicas foram assentadas em profundidades que variaram entre 20 e 25 cm.

3.2 Sequência executiva

- (i) Locação com piquetes e execução das estacas periféricas.

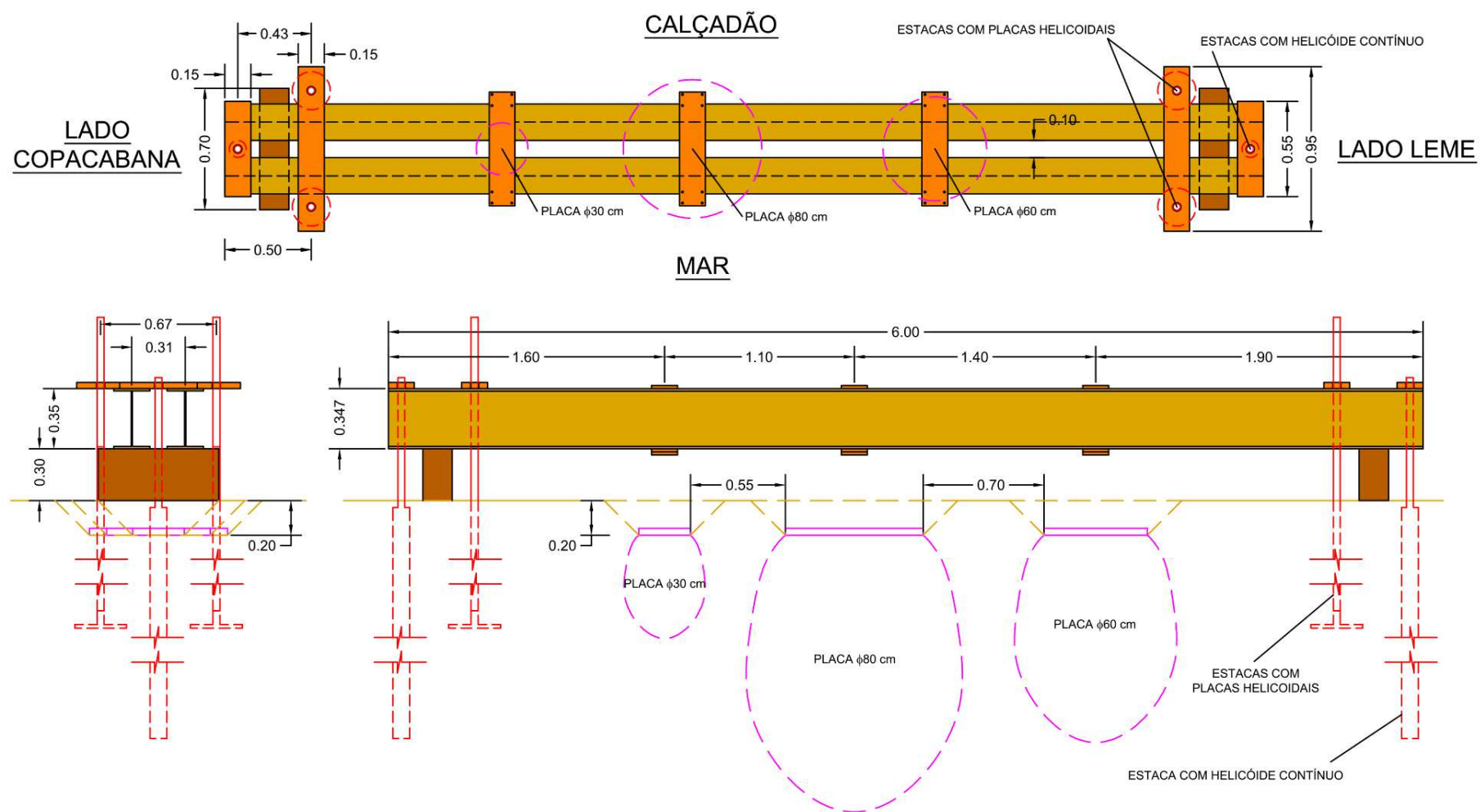


Figura 5. Arranjo das provas de carga – Planta e cortes – Cotas em metros (Gomes, 2016).

- (ii) Ligação das estacas periféricas por um fio de nylon, locação com piquetes das estacas internas utilizando esquadro e chapas de ligação como gabarito.
- (iii) Execução das estacas internas, posicionamento e nivelamento das madeiras de apoio das vigas.
- (iv) Execução de cavas, regularização e nivelamento do fundo com rodo e régua de nível. Posicionamento das placas metálicas.
- (v) Descarregamento e nivelamento do sistema de vigas de reação.
- (vi) Montagem da cobertura e fixação das ancoragens nas vigas.
- (vii) Montagem de vigas de referência, posicionamento dos extensômetros e posicionamento do sistema de aplicação de carga (Figura 6).



Figura 6. Instrumentação e sistema de aplicação de cargas para a placa de 80 cm (Gomes, 2016).

- (viii) Execução da prova de carga.

Os procedimentos (vii) e (viii) foram repetidos para cada prova de carga. Entre cada ensaio foram observadas folgas por conta do deslocamento das ancoragens, o que fez necessários novos calçamentos.

3.3 Critérios adotados e aspectos executivos

A definição dos estágios de carregamento seguiu as orientações da NBR 6489:1984.

A norma preconiza que se devem aplicar estágios de carga sucessivos de no máximo 20% da tensão admissível provável do solo. Adotou-se de maneira conservadora esta tensão igual a 500 kPa - referente a uma areia muito compacta - o que levaria a incrementos de carga máximos de 7 kN, 28 kN e 50 kN para as placas de 30 cm, 60 cm e 80 cm, respectivamente.

A leitura dos deslocamentos foi realizada imediatamente após a aplicação do carregamento e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8 e 15 minutos). Em face do comportamento drenado do solo, observou-se uma estabilização rápida dos deslocamentos.

A NBR 6489:1984 recomenda como critério de parada que a placa seja levada a (i) um recalque de 25 mm ou (ii) a um carregamento equivalente ao dobro da tensão admissível provável para o solo. Como a capacidade de carga das reações eram limitadas, optou-se por levar as ancoragens à ruptura geotécnica.

Sobre o descarregamento, a NBR 6489:1984 recomenda que o mesmo deva ocorrer em estágios sucessivos de no máximo 25% da carga total do ensaio.

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PLACA

A primeira prova de carga executada foi na placa de 30 cm. Esta prova de carga foi levada à tensão de 975 kPa, atingindo a ruptura do solo sob a placa.

Nas outras provas de carga, as placas de 60 cm e 80 cm foram levadas às tensões de 441 kPa e 273 kPa, respectivamente. Estes ensaios não puderam avançar por conta da limitação nas reações. Os níveis de carregamento atingidos levaram as ancoragens à ruptura geotécnica, não sendo possível a sustentação de novos incrementos pelo sistema de aplicação de carga. Os resultados dos ensaios de placas constam das Figuras 7 e 8.

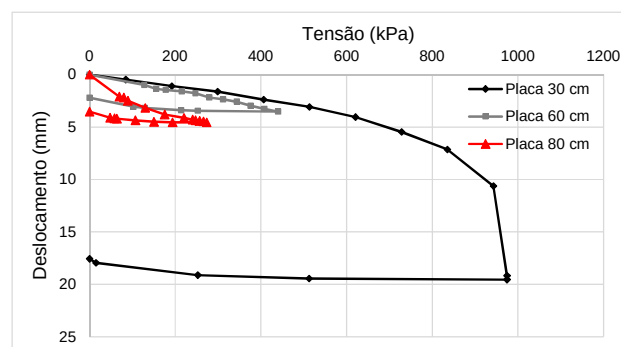


Figura 7. Curvas tensão versus recalque para todas as provas de carga (Gomes, 2016).

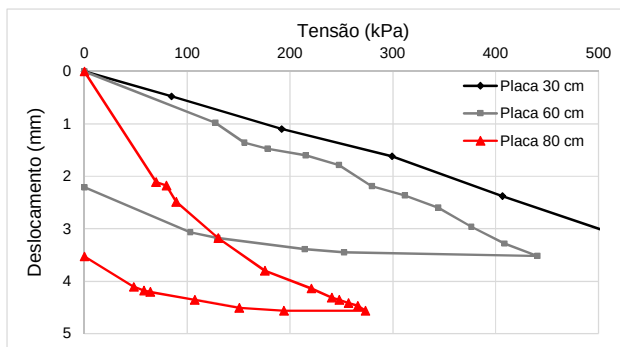


Figura 8. Curvas tensão versus recalque para todas as provas de carga (escala com maior aproximação) (Gomes, 2016).

Os resultados dos ensaios de placas em termos de recalques normalizados (divididos pelo diâmetro) são apresentados nas Figuras 9 e 10.

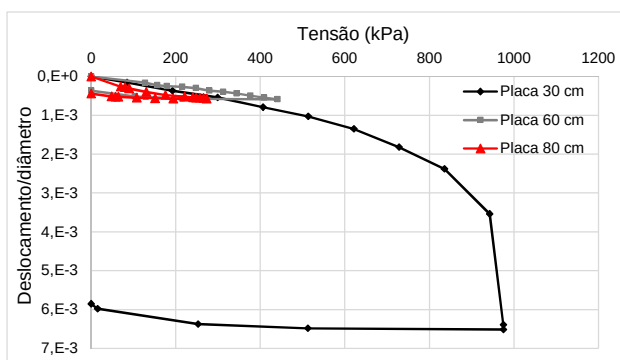


Figura 9. Curvas tensão versus recalque normalizado para todas as provas de carga (Gomes, 2016).

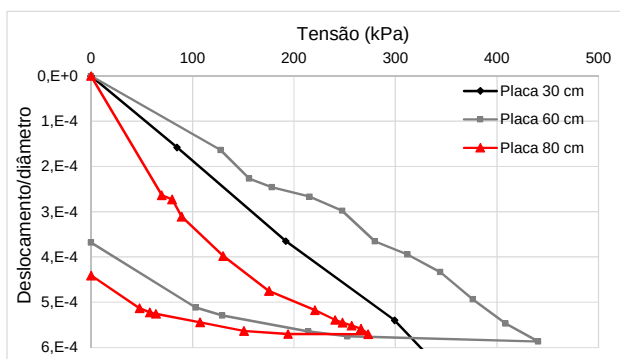


Figura 10. Curvas tensão versus recalque normalizado para todas as provas de carga (escala com maior aproximação) (Gomes, 2016).

Como é possível observar nos resultados do ensaio na placa de 80 cm, o formato da curva indica que o solo não se aproximou da ruptura. Além disso, o deslocamento referente ao primeiro incremento de carga se mostrou elevado, o que indica uma acomodação da placa. O fato da dificuldade em se regularizar o fundo da cava aumentar proporcionalmente com diâmetro da mesma pode explicar este

comportamento. Outra possível explicação é que no processo de descarregamento da placa com caminhão munck pode ter ocorrido perturbação do solo.

5 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE PLACA

Uma extrapolação do resultado para a placa de 60 cm foi realizada com base nos resultados da placa de 30 cm. Uma abordagem mais detalhada é apresentada por Gomes (2016).

Inicialmente, previu-se a capacidade de carga das placas pela metodologia de Vesic (1975), obtendo-se 1082 kPa para a placa de 30 cm e 1297 kPa para a placa de 60 cm.

Na sequência aplicou-se o Método de Van Der Veen (1953) aos resultados da placa de 30 cm. Plotou-se $\ln(1-q/q_{ult})$ versus recalque (Figura 11), obtendo-se melhor ajuste para $q_{ult} = 977,5$ kPa.

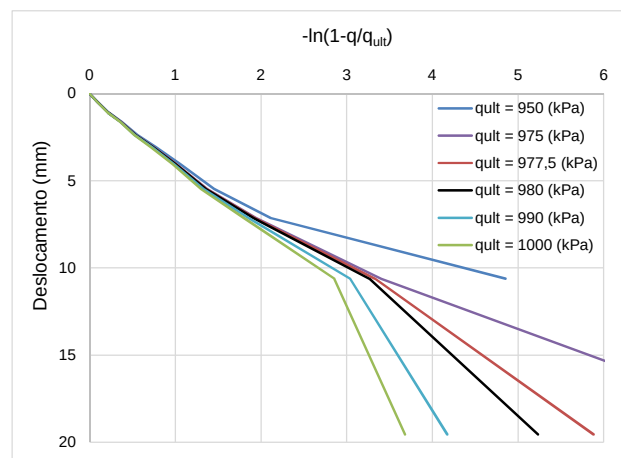


Figura 11. Gráficos $\ln(1-q/q_{ult})$ versus w para diferentes valores de q_{ult} – Placa de 30 cm. (Gomes, 2016).

A partir da razão entre os valores de capacidade de carga ajustado por Van Der Veen (1953) e previsto por Vesic (1975) para a placa de 30 cm, estimou-se a capacidade de carga para a placa de 60 cm, obtendo-se 1172 kPa.

Plotou-se o gráfico $-\ln(1-q/q_{ult})$ versus recalque para a placa de 60 cm. A plotagem e a equação da reta constam da Figura 12. O coeficiente α obtido foi igual a $1/7,7049 = 0,12987$.

Uma comparação entre extrapolação e o resultado da prova de carga na placa de 60 cm é mostrada na Figura 13.

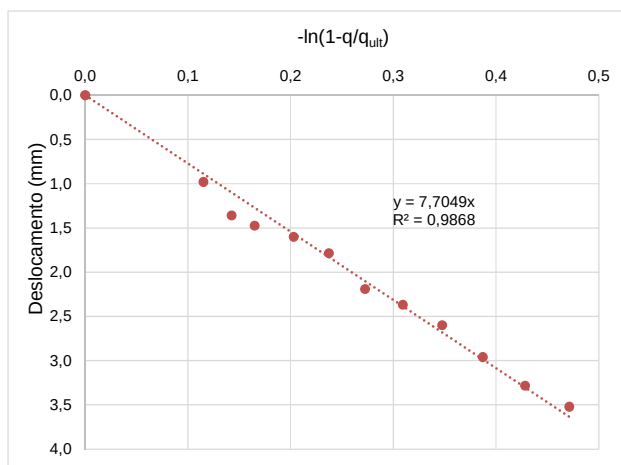


Figura 12. Gráfico $\ln(1-q/q_{ult})$ versus recalque para $q_{ult} = 1172$ kPa – Placa de 60 cm (Gomes, 2016).

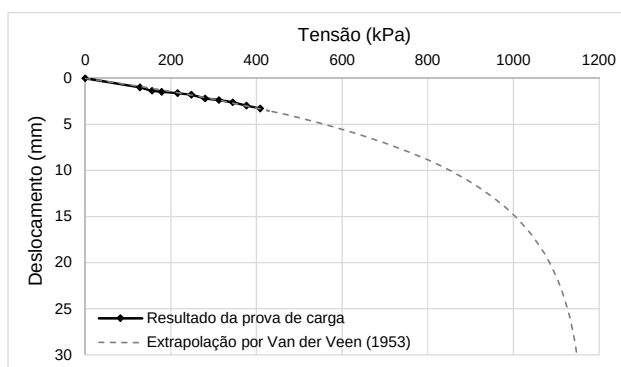


Figura 13. Comparação entre extrapolação e resultado da prova de carga na placa de 60 cm (Gomes, 2016).

Como se pode observar, a extrapolação dos resultados do ensaio da placa de 60 cm foi satisfatória.

6 CONCLUSÕES

- Foram executadas na areia da Praia de Copacabana provas de carga em placas circulares metálicas de 3 diâmetros: 30 cm, 60 cm e 80 cm.
- Por conta da limitação na capacidade de carga das ancoragens, apenas no ensaio da placa de 30 cm o solo foi levado à condição de ruptura.
- O ensaio na placa de 80 cm apresentou um recalque anômalo no início do carregamento. Tal comportamento pode ser explicado por:
 - (i) dificuldade na regularização do fundo da cava é proporcional ao diâmetro da placa;
 - (ii) perturbação do solo de fundação durante o processo de descarregamento da placa (com caminhão munck).
- Foi possível observar a ruptura geotécnica da

placa de 30 cm de diâmetro e extrapolar a curva carga-recalque até a ruptura para a placa de 60 cm de diâmetro.

- Questiona-se a exigência da NBR 6489:1984 referente à dimensão mínima da placa (0,5 m² ou 80 cm de diâmetro). Ensaio em placas com dimensões menores seriam mais facilmente incorporados à prática da Engenharia e, corretamente interpretados, forneceriam resultados igualmente válidos.

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Erisvaldo Lima (GEOLoad), pelo empréstimo das vigas de reação e pelas muitas sugestões. Ao Professor Heraldo Giacheti (UNESP), pelo empréstimo de hastes e estacas helicoidais utilizadas para ancoragem das provas de carga, e pelas contribuições feitas ao trabalho. Ao Engenheiro Paulo Henrique Dias (SEEL), pelo empréstimo do macaco hidráulico.

Aos Engenheiros Cristhiano Soares, Ricardo Gil Domingues (Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ) e Silvio Pinheiro (Grom Acústica e Automação) pelo apoio técnico com o equipamento de cravação.

À Professora Graziella Jannuzzi, pela colaboração nos ensaios de campo.

Aos Srs. Laerte e Marcelo do Setor de Transportes da COPPE.

À Rita de Cássia, Edgar Bispo e Luiz Roberto, colaboradores do Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação Prof. Márcio Miranda Soares (LECI).

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6489:1984. Prova de carga direta sobre terreno de fundação, *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, Rio de Janeiro.
- Meyerhof, G.G. (1995). Development of geotechnical limit state design, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, n. 1, p. 128-136.
- ABNT NBR 6122:2010. Projeto e execução de fundações. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, Rio de Janeiro.
- Gomes, R.M. (2016) *Aplicação do Ensaio de Dilatômetro Sísmico à previsão de recalques de fundações rasas em areias*, Dissertação de Mestrado,

COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 227 p.

Van Der Veen, C. (1953) The Bearing Capacity of a pile,
*In: Proceedings III International Conference on Soil
Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich,
Switzerland, p. 84-90.

Vesic, A.S. (1975) *Bearing Capacity of Shallow
Foundations*, In: Winterkorn & Fang (eds),
Foundation Engineering Book, 1st ed., chapter 3, New
York, USA.