

Estimativa da Capacidade de Carga à Tração de Fundações Reaterradas com Areia Natural e Cimentada pelos Modelos Disponíveis na Literatura

Cesar Alberto Ruver

Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande/RS, Brasil, cesar.ruver@furg.br

Nilo Cesar Consoli

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre/RS, Brasil, consoli@ufrgs.br

Fernando Schnaid

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre/RS, Brasil, fernando@ufrgs.br

RESUMO: Parece intrínseco a todo o cientista querer expressar determinado fenômeno, objeto de seu estudo, por meio um modelo ideal obtido a partir de determinada amostra, de modo que possa ser aplicado na previsão de eventos futuros de mesma natureza. A estimativa da capacidade de carga de fundações submetidas à tração vem sendo estudada desde os anos 1950. Ao longo destes anos, diversos modelos foram se consagrando, como por exemplo, o modelo desenvolvido por Balla em 1961 e o modelo desenvolvido por diversos pesquisadores na Universidade de Grenoble. O objetivo deste trabalho é fazer um resgate histórico, buscando os mais diversos modelos desenvolvidos para a estimativa do comportamento das fundações citadas. Ao todo, foram selecionados 25 modelos, os quais foram aplicados e comparados a resultados de algumas provas de cargas reais (diâmetros de 30 cm e 45 cm, embutidas em profundidades relativas de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0) realizadas com reaterros de areia natural e tratada com teores de 3% e 7% de cimento. Os modelos que apresentaram os melhores resultados, respectivamente, para o reaterro com areia natural foram desenvolvidos (a) por Mueller (em 1965) (com estimativas de até 8,5% abaixo do resultado real e 16% acima do resultado real), (b) por Meyerhof e Adams (em 1968) e (c) na Universidade de Grenoble. Os modelos que apresentaram os melhores resultados para o reaterro com areia cimentada foram os: (a) desenvolvidos por Balla (em 1961) (com estimativas de até 14,1% abaixo do real e 40,7% acima do real), (b) por Meyerhof (em 1973) e (c) na Universidade de Grenoble. As estimativas da capacidade de carga na areia tratada apresentaram uma dispersão maior em relação às estimativas para a areia natural.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga à Tração, Areia Natural e Cimentada, Modelos de Previsão.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico brasileiro vivido nos últimos tempos tem como consequência o aumento da demanda da matriz energética. Neste sentido, os incentivos e os investimentos em busca de novas fontes de energia petrolífera e elétrica, também vêm aumentando. Quando se fala nestas fontes energéticas, por exemplo, a construção de estruturas como plataformas de

petróleo, gasodutos e oleodutos, parques eólicos, torres de transmissão de energia, entre outras estruturas, passam a ser alvo de discussões nos meios acadêmico e técnico. Do ponto de vista da geotecnia, as fundações destas estruturas fogem das soluções convencionais, pois passam a predominar outros tipos de esforços mais significativos, como tração e momento.

Quando o tema são esforços de tração em

fundações, a bibliografia é bastante reduzida. Ao contrário de fundações submetidas à compressão - sejam elas superficiais ou profundas - existem inúmeras teorias já consagradas (ver, por exemplo: Ruver, 2005; Velloso e Lopes, 2010 e 2011; Cintra e Aoki, 2010; e Cintra *et al.*, 2011; sendo inclusive muitas brasileiras), as teorias que envolvem o comportamento de fundações submetidas à tração ainda apresentam muitas incertezas e resistências quanto a sua aplicação. No Brasil, quando o tema são fundações submetidas à tração, as teorias mais empregadas são as desenvolvidas (a) por Balla (1961 *apud* Ruver, 2011) – nem tanto pela eficiência dos resultados, mais pelo valor histórico; (b) na Universidade de Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Ruver, 2011) e (c) por Meyerhof e Adams (1968 *apud* Dias, 1987; Velloso, 1987; Abreu, 2008; Garcia *et al.*, 2008; Pacheco *et al.*, 2008; Jung, 2011).

Neste sentido, este trabalho objetiva apresentar um resgate histórico apresentando a aplicação de vinte e cinco modelos encontrados na literatura desenvolvidos a partir dos anos de 1950. Os modelos foram aplicados na estimativa da carga de ruptura e comparados aos resultados de provas de carga à tração – feitas em campo - realizadas com reaterro de areia fina natural e cimentada com diferentes teores de cimento Portland e diferentes variantes geométricas.

2 MODELOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO

Fundações submetidas à tração são classificadas em duas categorias: rasas e profundas (Kovacs *et al.*, 1975; Tagaya *et al.*, 1988; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999). Conforme os autores, a diferença entre elas está no surgimento ou não de uma superfície de ruptura no terreno. Enquanto que nas primeiras ocorre movimentação ou elevação na superfície do terreno, sendo que na ruptura ocorre a formação de fissuras radiais e/ou circulares; nas segundas, praticamente não há movimentação do solo na superfície do terreno, ou seja, ocorre uma ruptura local. Os modelos que aqui são

apresentados e utilizados tratam de comportamento típico de fundações rasas.

Segundo Flucker e Teng (1966 *apud* Kovacs *et al.*, 1975), os modelos de previsão de carga de ruptura à tração são classificados em três tipos de métodos (a) método do cone, (b) método do empuxo do solo e (c) modelos semi-empíricos ou empíricos. Além destes, ainda existem as modelagens numéricas. O método do cone tenta contemplar soluções analíticas através da resistência ao cisalhamento mobilizada junto à verdadeira superfície de ruptura do solo (em geral, um tronco de cone ou suas variações) acrescido do peso do solo e da fundação. No método do empuxo do solo (ou método do cilindro de atrito), a superfície de ruptura real é desprezada, sendo que a capacidade de carga é determinada por soluções analíticas que determinam o atrito ao longo de um plano vertical delineado pelo perímetro da fundação, acrescido do peso do solo e da fundação. Os métodos semi-empíricos (ou empíricos) são desenvolvidos a partir de ensaios de campo ou laboratório, cujos resultados, tratados estatisticamente, resultam em equações que visam descrever o comportamento (determinação da capacidade de carga) de fundações semelhantes as que deram origem ao modelo. Os métodos numéricos, conforme Desai e Christian (1997) e Zienkiewics e Taylor (2000), consagraram-se a partir dos anos 1980, com o avanço dos computadores. Nos métodos numéricos definem-se modelos (geometria + malha + condições de contorno), os quais são aferidos ou calibrados a partir de alguns ensaios, sendo, posteriormente, empregados para a previsão do comportamento de fundações semelhantes.

A Tabela 1 apresenta uma lista contendo vinte e cinco modelos de previsão da capacidade de carga à tração obtidos na literatura, resgatados de publicações originais ou citadas por outros autores, desde a metade do século passado. Nesta tabela é apresentado o nome dos autores dos modelos, a metodologia empregada e os tipos de solos (c, ϕ – coesivo friccional, ϕ – areia e s_u – argilas não drenadas) para os quais foram desenvolvidos. Neste trabalho não há a possibilidade de apresentação de todas as equações e particularidades de cada um dos

modelos, as quais podem ser obtidas das referências originais citadas no trabalho de Ruver (2011).

Tabela 1. Modelos para Determinação da Capacidade de Carga à Tração (... *apud* Ruver, 2011)

Nº.	Autor	Metodologia	Solo
1			Peso do solo confinado na superfície de ruptura + peso da fundação
2	Balla (1961apud...)	Cone	c, ϕ
3	Matsuo e Tagaya (1968apud...)	Cone	c, ϕ
4	Marimpol'skii (1965apud...)	Cone	c, ϕ
5	Mueller (1965apud...)	Empuxo	ϕ
6	Motorcolumbus (1964apud...)	Empuxo	ϕ
7	Baker e Konder (1965apud...)	Empírico	ϕ
8	Turner (1962apud...)	Empírico	c, ϕ
9	Biarez e Barraud (1968apud...)	Empírico	c, ϕ
10	Rowe e Davis (1982apud...)	Numérico	c, ϕ
11	Murray e Geddes (1987apud...)	Cone	ϕ
12	Meyerhof (1973apud...)	Cone	c, ϕ
13	Majer (1955apud...)	Empuxo	ϕ
14	Kanakapura, Rao e Kumar (1994apud...)	Cone	c, ϕ
15	Ghaly e Hanna (1994, <i>apud</i> ...)	Cone	ϕ
16	Merifield <i>et al.</i> (2001apud...)	Numérico	S_u
17	Yu (2000apud...)	Empuxo	S_u
18	Gunn (1980apud...)	Numérico	S_u
19	Meyerhof e Adams (1968apud...)	Cone	c, ϕ
20	Das e Seeley (1977apud...)	Cone	ϕ
21	Ovesen (1981apud...)	Empírico	ϕ
22	Vermeer e Sutjiadi (1985apud...)	Numérico	ϕ
23	Clemence e Veesaert (1977apud...)	Cone	ϕ
24	Frydman e Shaham (1989apud...)	Semi-Empírico	ϕ
25	Rameshbabu (1998apud...)	Empírico	ϕ

3 PROVAS DE CARGA

A fim de verificar a aplicabilidade dos modelos apresentados na Tabela 1, utilizou-se cada um deles na previsão da capacidade de carga à tração de provas de cargas realizadas com areia fina natural e cimentada.

As provas de carga foram realizadas no campo experimental de Universidade de Passo Fundo/RS, cujo terreno é composto por um solo argiloso originário da composição de rocha basáltica. Ao todo foram realizadas dez provas de carga, sendo que foram utilizadas como fundações, placas de aço com espessura de 25,4

mm com diâmetros (D) de 30 cm e 45 cm assentes em diferentes embutimentos (H/D – relação da profundidade pelo diâmetro das placas). Destas, quatro foram reaterradas com areia natural ($D = 30$ cm e $H/D = 1$; 1,5 e 2 e $D = 45$ cm e $H/D = 1$), cinco com areia mais 3% de cimento Portland ($D = 30$ cm e $H/D = 0,5$; 1 – realizado duas vezes; 1,5 e 2 e $D = 45$ cm e $H/D = 1$) e uma com areia mais 7% de cimento Portland ($D = 30$ cm e $H/D = 1$).

A areia empregada no reaterro é do tipo fina (95% da sua composição, sendo a restante areia média e material pulverulento), proveniente da cidade de Osório/RS. A areia apresenta as seguintes características geotécnicas: $\gamma_s = 26,5$ kN/m³, $c_u = 2,11$, $c_c = 1,15$, $e_{mínimo} = 0,60$ e $e_{máximo} = 0,85$. O cimento Portland empregado foi o CP-V Ari, cujos teores empregados (3% e 7%) correspondem ao peso seco em substituição ao peso da areia seca. Nas misturas foi empregado um teor de umidade de 10%, sendo compactada até um peso específico úmido de 17,4 kN/m³, verificado conforme a NBR 6.508 (ABNT, 1984b) em cada uma das camadas de 15 cm.

Para a execução das provas de carga, escavava-se no terreno cavas quadradas com lado de cinco vezes o diâmetro das placas de aço e até as profundidades desejadas. Após, assentava-se as placas de aço e se executava-se os reaterros. As provas de carga em areia natural foram executadas ao final do reaterro, já para a areia mais cimento aguardava-se sete dias de cura. As provas de carga foram executadas conforme determinam as normas NBR 6.489 (ABNT, 1984a) e NBR 12.131 (ABNT, 1992), ou seja, com carga controlada e incrementos de no máximo 20% da carga de ruptura prevista. Os deslocamentos verticais ascendentes eram lidos em deflectômetros digitais de forma manual. A carga era aplicada por um macaco hidráulico, sendo registrado por uma célula de carga, lida de forma manual em um *display* digital. Após a aplicação de cada incremento de carga, eram feitas as leituras dos deslocamentos: imediatamente após a aplicação da carga e em tempo dobrados (0, 30 s, 1 min, 2 min, etc.), até a estabilização.

As figuras 1 a 5 mostram os resultados das provas de carga em termos de carga *vs.*

deslocamento vertical. A figura 1 apresenta os resultados com areia natural para um $D = 30$ cm executadas nos embutimentos (H/D) de 1; 1,5 e 2. A figura 2 apresenta os resultados com areia natural para um $H/D = 1$ e $D = 30$ cm e 45 cm. A figura 3 apresenta os resultados com areia mais 3% de cimento para um $D = 30$ cm executadas nos embutimentos (H/D) de 0,5; 1 (duas vezes); 1,5 e 2. A figura 4 apresenta os resultados para um $D = 30$ cm e $H/D = 1$, com 3% e 7% de cimento. A figura 5 apresenta os resultados com areia mais 3% de cimento para um $H/D = 1$ e $D = 30$ cm e 45 cm.

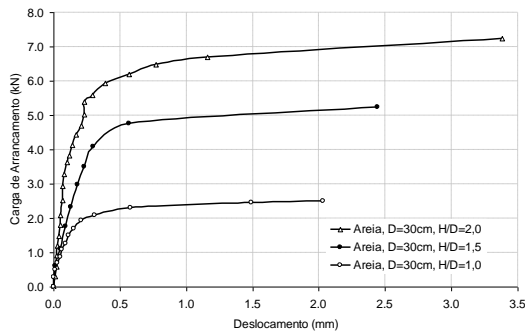


Figura 1. Resultados das provas de carga com reaterro de areia natural para as fundações com $D = 30$ cm em diferentes embutimentos

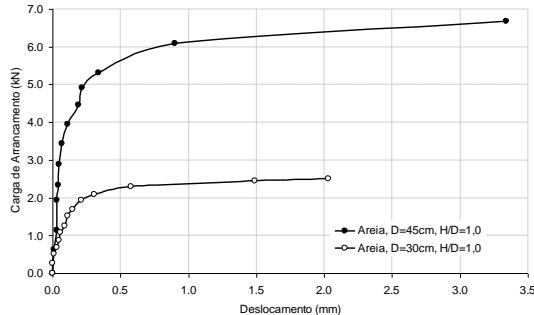


Figura 2. Resultados das provas de carga com reaterro de areia natural para as fundações com $H/D = 1$ com diferentes diâmetros de fundações

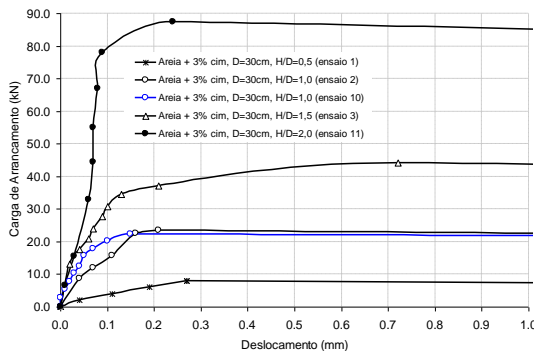


Figura 3. Resultados das provas de carga com reaterro de areia mais 3% de Cimento Portland para as fundações com $D = 30$ cm em diferentes embutimentos

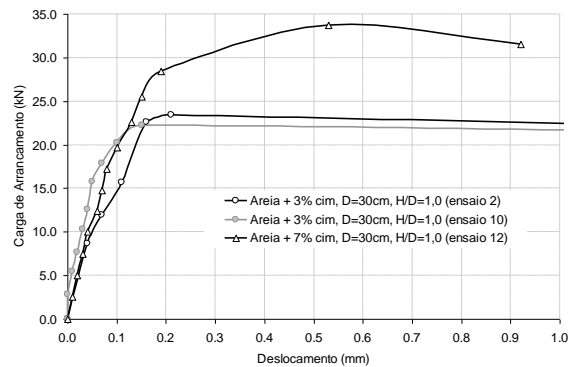


Figura 4. Resultados das provas de carga com reaterro de areia com diferentes teores de Cimento Portland para as fundações com $D = 30$ cm e $H/D = 1$

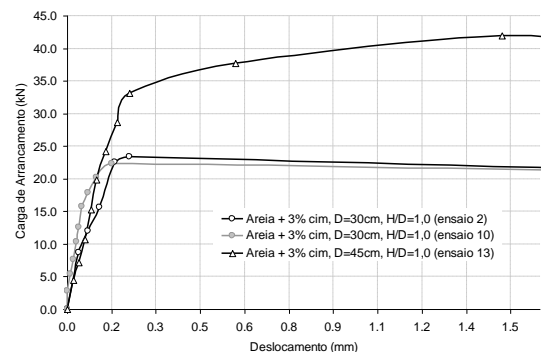


Figura 5. Resultados das provas de carga com reaterro de areia mais 3% de cimento Portland para as fundações com $H/D = 1$ com diferentes diâmetros de fundações

Vale observar que nas provas de carga com areia natural, a ruptura apresentou um formato de tronco de cone, sendo as fissuras radiais e/ou circulares na superfície do terreno. Nas provas de carga com 3% de cimento, observou-se ruptura brusca com a formação de trincas na superfície do reaterro perpendiculares aos lados da cava que partiam do centro e se entendiam por todo o reaterro. Para a prova de carga com 7% de cimento, não houve ruptura no material reaterro, e sim, o deslizamento entre o terreno natural e o reaterro cimentado, sendo o mesmo arrancado de forma íntegra do interior da cava. Isso permite observar que acima de determinado teor de cimento (entre 3% e 7%) não haverá mais incremento da capacidade de carga, pois a ruptura se dará na interface solo/reaterro.

4 APLICAÇÃO DOS MODELOS

Como pode ser visto na Tabela 1, os modelos apresentados são aplicáveis às areias, aos solos coesivo-frincionais ou às argilas não drenadas.

Não foi encontrado nenhum modelo desenvolvido para solos cimentados, até porque os estudos nesta área são bastante recentes (Consoli *et al*, 2007 e Ruver, 2011). Apesar disso, utilizou-se todos os 25 modelos na previsão da carga de ruptura das provas de carga executadas e apresentadas no presente trabalho (figuras 1 a 5).

Para a aplicação dos modelos são necessários os dados geométricos, tais como: diâmetro da fundação (D), profundidade de assentamento da base (H). Também, faz-se necessário os parâmetros geotécnicos do reaterro, tais como: ângulo de atrito (ϕ), intercepto coesivo (c), resistência não drenada (s_u) e peso específico úmido (γ). Os parâmetros de resistência da areia foram obtidos de ensaios triaxiais e apresentaram os valores de $c' = 0$ kPa e $\phi' = 37^\circ$. Os parâmetros de resistência da areia cimentada foram inferidos a partir das equações de dosagem obtidas por Cruz (2008), sendo encontrado: $c' = 109$ kPa e $\phi' = 28^\circ$ para 3% de cimento e $c' = 268$ kPa e $\phi' = 36^\circ$ para 7% de cimento. Para os modelos de argilas não drenadas, considerou-se os valores de s_u como sendo o próprio valor de c . Para a definição da parcela do peso do tronco de cone e conforme a exigência de alguns dos modelos apresentados, faz-se necessário o conhecimento do ângulo de abertura do cone de ruptura (α). Para a areia natural, este ângulo variou entre $21,8^\circ$ e $30,3^\circ$, sendo obtido por relações geométricas a partir do diâmetro da ruptura na superfície e do diâmetro da fundação; já para a areia cimentada, este ângulo variou entre $45,0^\circ$ e $66,8^\circ$, sendo que o mesmo foi obtido matematicamente considerando o diâmetro de ruptura atingindo toda a extensão do reaterro.

As figuras 6 a 11 apresentam as comparações entre os valores da carga de ruptura real (obtida diretamente dos resultados das provas de carga – Figuras 1 a 5) e estimada pelos modelos apresentadas na Tabela 1. Nestas figuras, valores estimados iguais/idênticos aos valores reais recaem sobre reta diagonal; valores subestimados ou conservadores, ou seja, os valores estimados inferiores aos reais, recaem à direita da reta diagonal; e valores superestimados ou contra a segurança, ou seja, os valores estimados superiores aos reais,

recaem à esquerda da reta diagonal.

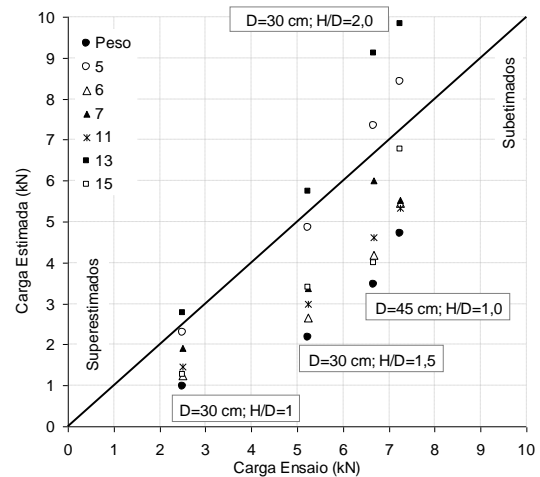


Figura 6. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos friccionais (parte 1)

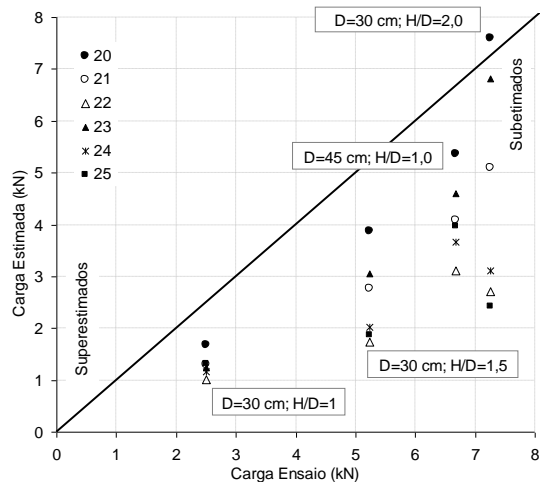


Figura 7. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos friccionais (parte 2)

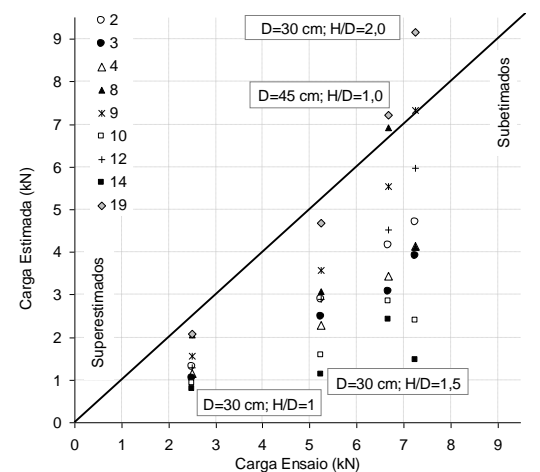


Figura 8. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos coesivo-friccionais

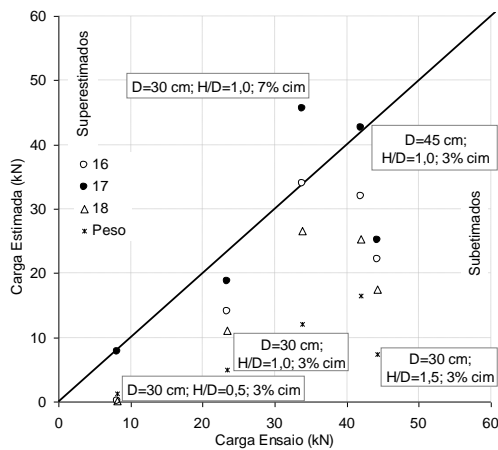


Figura 9. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos desenvolvidos para argilas não saturadas e o peso do solo mais a fundação

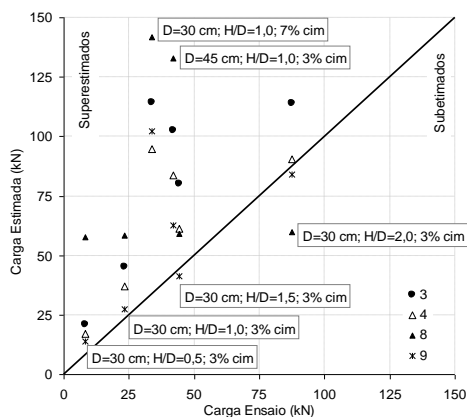


Figura 10. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos coesivo-friccionais (parte 1)

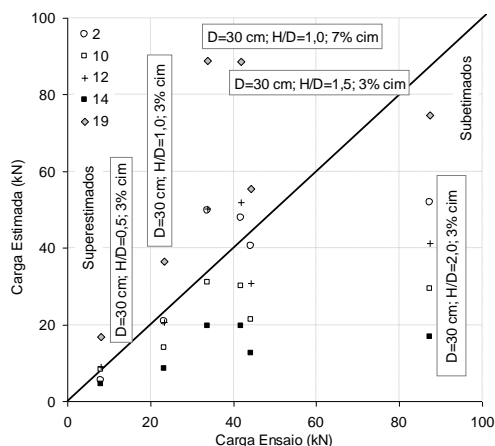


Figura 11. Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos coesivo-friccionais (parte 2)

4.1 Análise dos Resultados

Nas Figuras 6 e 9 estão representados os pesos do solo confinado entre a provável superfície de ruptura e a fundação (tronco de cone), mais o peso da fundação. Percebe-se que a consideração somente do peso é a metodologia mais conservadora dentre as diversas metodologias existentes. Assim, constata-se que apesar da teoria do peso de cone ter sido bastante utilizada como condicionante de projeto de fundações submetidas à tração, nos Estados Unidos e Europa entre os anos 1950 e 1960 e ainda sendo bastante utilizado no Brasil, o emprego deste conceito não deve ser aplicado em projetos executivos, pois não leva em consideração a resistência ao cisalhamento dos solos, produzindo estimativas da capacidade de carga à tração excessivamente conservadoras, principalmente, em solos com uma parcela coesiva representativa (por exemplo, solos cimentados).

As Figuras 6 e 7 apresentam as estimativas de capacidade de carga dos reaterros executados em areia, determinadas a partir de modelos desenvolvidos exclusivamente para reaterros com este material (somente ϕ). Estas metodologias também foram aplicadas para os reaterros com areia cimentada, porém, como não levam em consideração a parcela coesiva do material de reaterro, estes foram descartados por apresentarem estimativas não realísticas. Das doze metodologias empregadas, seis (modelos 6, 11, 21, 22, 24 e 25 – Motorcolumbus, 1964; Murray e Geddes, 1987; Ovesen, 1981; Vermeer e Sutjiadi, 1985; Frydman e Shaham de 1989; Rameshbabu, 1998 *apud* Ruver, 2011) se mostraram extremamente conservadoras para todas as provas de carga com reaterro de areia natural estudadas (diferença acima de 100%). Somente o modelo de Majer (1955 *apud* Ruver, 2011) apresentou estimativas superestimadas. O modelo de Mueller (1965 *apud* Ruver, 2011) apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre -8,5% (conservador) e +16,0% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo. Os demais modelos (Baker e Konder, 1965; Ghaly e Hanna, 1994; Das e Seeley, 1977; Clemence e Veesaert, 1977 *apud* Ruver, 2011) mostraram-se satisfatórios, com as estimativas que variam desde resultados exatos até a metade do valor obtido em campo.

Ainda para as provas de carga com reaterro em areia natural, a Figura 8 apresenta uma comparação entre os valores das provas de carga e as estimativas obtidas por modelos que levam em consideração, também, a parcela coesiva. Das nove metodologias empregadas, as de Meyerhof e Adams (1968 *apud* Ruver, 2011) e Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Ruver, 2011) apresentaram as melhores estimativas, respectivamente. As demais metodologias mostraram ser demasiadamente conservadoras (em ordem, do menos para o mais conservador: Turner, 1962; Meyerhof, 1973; Balla, 1961; Marimpol'skii, 1965; Matsuo e Tagaya, 1968; Rowe e Davis, 1982; Kanakapura *et al*, 1994 *apud* Ruver, 2011), com estimativas que variam de 20% do valor esperado até resultados exatos.

Na Figura 9 está representada a comparação entre os resultados da carga máxima de arrancamento obtidos nas provas de carga reaterradas com areia cimentada e as estimativas pelas metodologias desenvolvidas para argilas não drenadas. Apesar destas metodologias – argilas não drenadas - não representarem a real situação de campo, optou-se por empregá-las apenas de forma exemplificativa. Das três metodologias empregadas, o modelo de Gunn (1980 *apud* Ruver, 2011) apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre -35,0% (conservador) e +65,9% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +15,8%, mas mesmo assim apresentou grande variação nas estimativas.

A comparação entre os valores das provas de carga para areias cimentadas e as metodologias desenvolvidas para solos coesivo-friccionais está representada nas Figuras 10 e 11. Para o reaterro com emprego de 7% de cimento - levando em consideração que ocorreu o escorregamento junto à interface reaterro-solo natural, não havendo a ruptura no material de reaterro - quase todas (sete das nove) as estimativas foram superestimadas, pois as mesmas consideram a ruptura do material de reaterro.

Apesar da grande variabilidade de resultados apresentados pelos nove modelos, três apresentaram resultados satisfatórios para

os reaterros tratados com 3% de cimento (figura 11): Balla (1961 *apud* Ruver, 2011), Meyerhof (1973 *apud* Ruver, 2011) e Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Ruver, 2011). Enquanto que os modelos de Balla (1961 *apud* Ruver, 2011), Meyerhof (1973 *apud* Ruver, 2011) mostraram-se mais conservadores, o modelo de Grenoble apresentou estimativas mais superestimadas.

5 CONCLUSÕES

Em suma, para areias naturais, as metodologias que apresentaram as melhores estimativas foram: (a) Mueller de 1965, com diferenças entre -8,5% (conservador) e +16,0% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -2,6%; (b) Meyerhof e Adams de 1968 com diferenças entre -26,5% (conservador) e +16,3% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -1,9%; e (c) Grenoble (Biarez e Barraud de 1968), com diferenças entre -1,1% (conservador) e +37,1% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de 21,3%.

Já para as areias tratadas com 3% de cimento Portland, as metodologias que apresentaram as melhores estimativas foram: (a) Balla de 1961, com diferenças entre -14,1% (conservador) e +40,7% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +15,9%; (b) Meyerhof de 1973, com diferenças entre -23,6% (conservador) e +52,8% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +11,9%; e (c) Grenoble (Biarez e Barraud de 1968), com diferenças entre -49,2% (conservador) e +3,9% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -25,9%. Para a adição de 7% de cimento, os resultados não foram significativos, pois não ocorreu ruptura do material de reaterro, e sim, deslizamento entre a interface reaterro/solo natural.

Como era de se esperar, os modelos apresentaram melhores resultados para as areias naturais, em relação aos resultados apresentados para as areias cimentadas, uma vez que não foram desenvolvidos para estes materiais.

A consideração somente do peso de solo

(areia natural e areia cimentada) mais o peso da fundação, independentemente, da superfície de ruptura considerada, apresenta estimativas extremamente conservadoras, pois despreza uma componente significativa: resistência ao cisalhamento, que é ainda mais importante em solos cimentados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem (a) à Agência Brasileira de Energia Elétrica (ANEEL - Projeto P&D CEEE-GT/UFRGS # 9936455) pelo suporte financeiro ao grupo de pesquisa; e (b) à Universidade de Passo Fundo (UPF) pelo apoio técnico e logístico que possibilitou a execução dos ensaios.

REFERÊNCIAS

- ABREU, E. M. **Fundações Especiais para Linhas de Transmissão Problemas e Soluções Adotadas**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do... CD-Rom, p. 764-769, 2008;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática**, p. 4, Rio de Janeiro, 1992;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6489: Prova de Carga sobre Terreno de Fundação**, p. 2, Rio de Janeiro/RJ, 1984a;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**, p. 8, Rio de Janeiro/RJ, 1984b;
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas**. 1ª Edição, Oficina de Textos, 2010, 96p.;
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas – Projeto Geotécnico**. 1ª Edição, Oficina de Textos, 2011, 140p.;
- CONSOLI, N. C.; LEHANE, B. M.; HELINSKI, M.; RICHARDS, D. J.; RATTLE, M. J. **On the Pullout of Footing Backfilled with Cemented Sand**. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON APPLICATIONS OF COMPUTATIONAL MECHANICS IN GEOTECHNICS ENGINEERING., Portugal, 2007. Proceedings.... London, UK : Taylor & Francis Group, 331-339, 2007;
- CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 216, 2008;
- DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Chapter One - Introduction, Numerical Methods, and Special Topics**. New York, Mc-Graw Hill, 1977, 783p.;
- DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, p. 347, 1987;
- GARCIA, O. C.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. S. M. **Capacidade de Carga de Fundações Superficiais à Tração: a Influência do Reaterro**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do... CD-Rom, p. 699-705, 2008;
- ILAMPARUTHI, K.; MUTHUKRISHNAIAH, K. **Anchor in Sand: Delineation of Rupture Surface**. **Ocean Engineering**, Pergamon, Vol. 26, p. 1249-1273, 1999, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;
- JUNG, J. G. **Fundações Superficiais Submetidas a Esforços de Tração: Comparação entre Métodos de Previsão de Capacidade de Carga**. VI Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GeoRS). In: Anais do ... CD-Rom, 2011;
- KOVACS, A.; BLOUIN, S.; MCKELVY, B.; COLLIGAN, H. **On The Theory Of Ground Anchors**. U.S. Army Material Command. National Technical Information Service. Hanover, New Hampshire. 1975;
- PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. **Design of Shallow Foundations under Tensile Loading for Transmission Line Towers: Na Overview**. **Engineering Geology**, Elsevier, No. 101, p. 226-235, 2008, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;
- RUVER, C. A. **Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaios SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 180, 2005;
- RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 330, 2011;
- TAGAYA, K.; SCOTT, R. F.; ABOSHI, H. **Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand**. Soil and Foundations, **Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering**, Vol. 28, No. 3, p. 114-130. 1988;
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Volume 2, 1ª Edição, Oficina de Textos, 2010, 352p.;
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Volume 1, 2ª Edição, Oficina de Textos, 2011, 225p.;
- VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos. Notas de Aula – NA 01/82**: Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ, 5ª Edição, Vol. 2/3, p. 326-329 e 353-355. 1987;
- ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method** - Vol. 2: Solid Mechanics. 5a Edição, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000, 459p.