CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE AEROGERADORES ASSENTES NAS AREIAS DE DUNAS DO LITORAL CEARENSE

Contribution to the design of shallow foundations of wind generators founded in dune sands at the sea shore of the Ceará State

Alfran Sampaio Moura* Renato Pinto da Cunha** Maria Cascão Ferreira de Almeida***

RESUMO – O artigo avalia metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador localizado no litoral cearense. Para isso, os ventos locais são inicialmente caracterizados. Em seguida, realiza-se, em campo, um monitoramento estrutural e um modelo reduzido é ensaiado em túnel de vento. O solo de apoio das fundações é caracterizado em laboratório por ensaios básicos, oedométricos e de cisalhamento direto. Em campo, realizam-se sondagens à percussão, com medida de energia e torque e ensaios pressiométricos. Esforços nas fundações do aerogerador estudado, estimados de diferentes formas, são comparados. Metodologias utilizadas para estimar a vibração da fundação são avaliadas. A faixa de variação da frequência de vibração obtida foi ampla, no entanto, observou-se a ausência de ressonância. Foi observado que a redução da velocidade máxima de operação do aerogerador proporcionaria considerável redução de custos de sua fundação.

SYNOPSIS – This paper assesses the design methodologies for shallow foundations of wind generators founded in sand dunes. It derives its data from the study of a case history located in the sea front area of the Ceará State. The described research initially characterized the local wind regime, with subsequent analyses of structural instrumentation at field and small scale tests in wind tunnel. The soil at foundation level was fully characterized in laboratory by general geotechnical tests, together with oedometric and direct shear ones. Standard penetration tests were carried out on site, with energy and torque measurements, besides prebored pressuremeter tests. The foundation loads from the studied wind generator were estimated and compared by distinct theoretical approaches. Methodologies to derive the foundation's vibration were also employed and compared. The obtained range of variation of the foundation's vibration frequency was large, but without any resonance. It was also noticed that the decrease of the maximum operation velocity of the wind generator would allow for a considerable reduction on the foundation costs.

PALAVRAS CHAVE - Fundações, aerogerador, ensaios de campo.

^{*} Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: alfransampaio@ufc.br

^{**} Professor Associado, Eng. Civil, Ph.D., Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil. E-mail: rpcunha@unb.br / www.geotecnia.unb.br/gpfees.

^{***} Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, Brasil. E-mail: mariacascao@globo.com

1 – INTRODUÇÃO

A energia eólica é uma fonte inesgotável de energia que utiliza o vento como fonte de energia elétrica e que, devido ao acelerado desenvolvimento tecnológico dos últimos anos, vem se tornando cada vez mais competitiva. No Brasil, o interesse pela exploração de energia eólica para produção de eletricidade é recente e o Estado do Ceará vem sendo considerado uma das melhores regiões do mundo para o aproveitamento eólico, não apenas pelo potencial dos ventos alísios, como também pela crescente demanda de energia resultante de seu desenvolvimento econômico e, em função disto, tem recebido um número considerável de usinas ao longo de sua costa.

O padrão de aerogeradores utilizados para geração de energia elétrica na atualidade é o seguinte: eixo horizontal fixo, três pás, alinhamento ativo, gerador de indução e estrutura não-flexível. Mais recentemente, observa-se a utilização de componentes bastante flexíveis que proporcionam elevadas amplitudes de vibração provocando grandes forças inerciais e, em alguns casos, instabilidades. Neste contexto, a obtenção das cargas de projeto é uma questão crucial nos projetos estruturais dos aerogeradores.

Em projetos de fundações superficiais de aerogeradores interessa a determinação, além dos parâmetros de resistência e de deformabilidade, dos parâmetros dinâmicos dos solos. Dessa forma, os ensaios sísmicos se destacam por serem os únicos a possibilitarem a obtenção do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}). Alternativamente, pode-se utilizar correlações com resultados de ensaios de campo de grandes deformações.

As respostas dos solos sujeitos às solicitações dinâmicas podem ser previstas pela utilização de modelos que, quase sempre, utilizam o módulo de cisalhamento dinâmico (G) e o coeficiente de Poisson (v). Devido à pequena sensibilidade do coeficiente de Poisson em problemas geotécnicos, é prática comum a adoção de um valor de v com base no tipo de solo e uma atenção especial é dada apenas na caracterização do G.

O módulo de deformação cisalhante pode reduzir em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante da ordem de 10⁻³% para 1%. Dessa forma, a avaliação do módulo de deformação cisalhante deve ser compatível com o nível de deformação de cada problema específico.

Em projetos de fundações de edifícios convencionais, os requisitos que devem ser verificados são: o elemento estrutural apresentar segurança quanto à ruptura, o solo de apoio às fundações não apresentar ruptura e os recalques serem compatíveis com a estrutura da edificação. Para fundações de máquinas, que é o caso das fundações dos aerogeradores, além dessas, deve-se verificar se há risco de ressonância e se a amplitude de vibração das fundações não ultrapassa limites danosos ao funcionamento das máquinas.

Os métodos de cálculo da frequência de vibração das fundações superficiais de máquinas podem ser agrupados em empíricos, solo como um semi-espaço elástico, solo como um conjunto de molas lineares sem peso e os métodos numéricos. A estimativa dos movimentos, que tanto podem ser de translação como de rotação, do sistema máquina-fundação-solo é mais comumente realizada pelo método em que o solo é considerado homogêneo, isótropo, elástico e semi-infinito (Richart *et al.*, 1970) e o método em que o solo é substituído por molas lineares sem peso (Barkan, 1962). Os métodos empíricos são os indicados apenas em análises preliminares.

O presente artigo tem por objetivo avaliar algumas das principais metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador da usina eólica da Taíba-CE.

2 – CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A área estudada encontra-se localizada na praia da Taíba, situada no município de São Gonçalo do Amarante, que limita-se a leste com a Região Metropolitana de Fortaleza, RMF, e encontra-se a cerca de 60 km da capital do Estado do Ceará (Figura 1).

O local em estudo está situado sobre uma larga faixa clara de dunas, sobre os sedimentos da Formação Barreiras. São dunas edafizadas ou páleo-dunas, formadas por areias bem selecionadas, de granulação fina a média, por vezes siltosa, quartzosas e/ou quartzo-feldspáticas, com tons amarelados, alaranjados ou acinzentados. São sedimentos inconsolidados, embora em alguns locais possam apresentar um certo grau de coesão. Trata-se de uma geração mais antiga de dunas que podem atingir 30 m de altura, apresentando processos pedogenéticos, com a consequente fixação de revestimento vegetal de maior porte. As espessuras variam de 15 m, próximo à linha da costa, com progressiva redução em direção ao interior e com as formas dissipadas em algumas áreas.



Fig. 1 - Localização do Município de São Gonçalo do Amarante.

A formação Barreiras distribui-se como uma faixa de largura variável acompanhando a linha da costa e à retaguarda dos sedimentos eólicos. Por vezes aflora na linha de praia, formando falésias vivas. Na porção oriental da região metropolitana de Fortaleza chega a penetrar até cerca de 30 km em direção ao interior, constituindo o trecho mais largo da faixa. É estratificamente intercalada entre as rochas que constituem o embasamento cristalino e as dunas e aluviões recentes (Lima, 1976). Sua espessura também é bastante variável, porém as maiores espessuras ocorrem próximo à costa e atingem no máximo 50 m (Brandão, 1995). Os sedimentos são areno-argilosos, não ou pouco litificados, muitas vezes de aspecto mosqueado, com granulação variando de fina a média e contendo intercalações de níveis conglomeráticos.

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

As características geotécnicas do solo de apoio das fundações de um aerogerador de uma usina eólica situada no município de São Gonçalo do Amarante – CE foram determinadas a partir de um programa de ensaios de laboratório e de uma campanha de ensaios de campo.

O programa de ensaios de laboratório constou de ensaios de caracterização e ensaios especiais. A caracterização foi realizada através de análises granulométricas, determinação da densidade real dos grãos, índices de consistência e determinação do índice de vazios máximo e mínimo. Os ensaios especiais realizados foram ensaios oedométricos e de cisalhamento direto. As amostras de solo utilizadas para os ensaios de laboratório foram coletadas em quatro furos, nas profundidades de 2, 5 e 9 m, situados nas proximidades do aerogerador nº 7 da referida usina eólica. Adicionalmente, determinou-se *in situ* a umidade natural e a densidade natural do solo estudado.

Com relação aos ensaios de campo, realizou-se uma campanha de sondagens à percussão (SPT), com medida de energia e torque, e ensaios pressiométricos (PMT), com um equipamento do tipo Ménard, posicionados de acordo com a ilustração da Figura 2.



Fig. 2 – Locação dos ensaios de campo realizados.

3.1 – Ensaios de laboratório

Com relação aos ensaios de índices físicos realizados, os valores encontrados para os limites de liquidez e de plasticidade, para todas as amostras ensaiadas, foram nulos.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as amostras ensaiadas correspondem ao grupo SP, ou seja, a areia mal graduada, com pouca quantidade de finos. O diâmetro médio das partículas do solo (D_{s0}) é de 0,25 mm e o coeficiente de uniformidade (C_u) , ou seja, a relação entre os diâmetros correspondentes a 60% e a 10% é de 1,8 indicando se tratar de um solo de granulometria muito uniforme.

A densidade real dos grãos (δ) foi determinada através da realização de três ensaios, de acordo com a ABNT (1984). O valor médio obtido foi de 2,61. O resultado obtido encontra-se nos limites de 2,58 e 2,63 determinados por Cavalcanti (1998) para as areias marinhas da Região Metropolitana de Fortaleza.

Os índices de vazios máximo (e_{max}) e mínimo (e_{min}) para o solo estudado foram estimados em 0,85 e 0,59, respectivamente. Os valores encontrados são ligeiramente superiores aos típicos valores apresentados por Souza Pinto (2000) e aproximam-se mais do caso de areias mal graduadas e de grãos arredondados. Por outro lado, esses valores enquadram-se perfeitamente no caso de areias limpas e uniformes apresentado por Lambe e Whitman (1976).

A umidade natural do solo variou de 1,5 a 3,1% e foi determinada com um Speedy com amostras de 20 g. A densidade in situ foi determinada utilizando-se o método do frasco de areia em dois ensaios realizados a 20 e a 50 cm de profundidade, apresentando um peso específico natural médio de 16,6 kN/m³. A estimativa do índice de vazios (*e*) com a profundidade foi feita por meio da compacidade relativa, sendo que a compacidade relativa (*CR*) foi estimada, em função do índice de resistência das sondagens à percussão (N_{SPT}) realizadas a partir da proposta de Mitchell *et al.* (1978).

Com o propósito de melhor caracterizar o solo estudado estimou-se, através de relações de índices físicos, a variação da porosidade (*n*), do grau de saturação (*S*) e do peso específico natural do solo (γ_{nat}) com a profundidade. O índice de vazios do solo foi, na média, estimado em 0,59 e, praticamente, não variou com a profundidade. A porosidade e o peso específico do solo mantive-

ram-se constantes em 0,37 e 17 kN/m³, respectivamente. Por outro lado, o grau de saturação variou de 6,6 a 13,7%.

Para obter valores dos parâmetros de resistência do solo estudado, foram realizados dois programas de ensaios de cisalhamento em amostras compactadas estaticamente, uma na condição natural, 3% de umidade, e a outra na condição seca. Em cada programa de ensaios determinou-se, por meio de relações de índices físicos, a quantidade de solo e água que cada corpo de prova, de volume previamente determinado, deveria conter para apresentar-se em três condições distintas com relação ao seu índice de vazios, ou seja, com e igual a 0,65, 0,70 e 0,80.

Na Figura 3 mostram-se os resultados obtidos dos ensaios realizados em corpos de provas com índices de vazios igual a 0,70 e umidade de 3%. Vale destacar ainda que todos os corpos de prova ensaiados apresentaram dilatância e que a velocidade utilizada nos ensaios foi de 0,2 mm/min.



Fig. 3 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto.

A partir dos valores da tensão normal aplicada e as estimativas das tensões cisalhantes de ruptura, determinou-se o ângulo de atrito e a coesão do solo em cada estado ensaiado. Os valores obtidos do ângulo de atrito (ϕ), em função do índice de vazios (*e*) para os corpos de prova no estado úmido, possibilitaram a construção de um gráfico que permitiu extrapolações para a condição de campo, ou seja, com *e* igual a 0,59.

Utilizando a relação obtida entre ϕ e *e* determinou-se a variação do ângulo de atrito do solo ao longo da profundidade, verificando-se que a estimativa do ângulo de atrito não variou com a profundidade, mantendo-se constante em 43°.

Para estimar o valor do módulo oedométrico do solo estudado, assim como o efeito da saturação no mesmo, realizou-se um ensaio oedométrico duplo. Para isso, tomou-se dois corpos de prova nas mesmas condições iniciais. Um deles foi previamente inundado e o outro foi ensaiado na condição natural, com umidade constante. O primeiro ensaio foi realizado em um corpo de prova compactado estaticamente com índice de vazios de 0,65 e umidade de 3%. No segundo ensaio, o corpo de prova foi moldado nas mesmas condições do primeiro ensaio, submetido a uma tensão de 10 kPa e inundado por 24 horas. A partir daí, o ensaio seguiu normalmente. A Figura 4 mostra os resultados do ensaio oedométrico duplo realizado.

A compressibilidade do solo é muito baixa. No ensaio realizado na umidade natural obteve-se para o índice de compressão (C_c) o valor de 0,0143 e para o índice de recompressão (C_r) o valor de 0,011. O solo ensaiado na condição saturada apresentou discreta diminuição da compressibilidade. Neste caso o C_c e o C_r apresentaram valores de 0,038 e 0,013, respectivamente.

O módulo oedométrico secante a partir da origem (D_{so}) , para o solo na condição natural, na faixa de tensão de interesse de até 200 kPa, apresentou o valor de 10,4 MPa e o módulo oedométrico secante (D_{sec}) , para a faixa de 10 a 200 kPa, foi estimado em 16,6 MPa.



Fig. 4 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto.

3.2 – Ensaios de campo

Foram realizadas um total de 4 sondagens à percussão, de acordo com a Norma NBR 6484/01 (ABNT, 2001), até uma profundidade de 10m, com furos posicionados a 10,25 m e a 11,25 m do eixo do aerogerador e defasados de 90°.

Os índices de resistências (N_{SPT}) obtidos ao longo do perfil de solo aumentaram com a profundidade e variaram de 20 a 70 golpes (Figura 5a).

Em função do N_{SPT} , observa-se que o solo é bastante uniforme, constituído de uma areia fina de duna, de consistência compacta a muito compacta. Apesar da homogeneidade do material, verifica-se um aumento do N_{SPT} com a profundidade que ocorre devido ao aumento do estado de tensões do solo em profundidades maiores.



Fig. 5 – a) Índices de resistência à penetração das sondagens à percussão (SPT) b) Índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4.

Nas sondagens SPT3 e SPT4 realizaram-se medições de torque. Pela sondagem SPT3 o valor de T/N médio do solo estudado é 0,90 e pela sondagem SPT4 o valor é 1,07. Segundo as indicações preliminares de Quaresma *et al.* (1998), o perfil de solo estudado está no limite entre uma areia normalmente adensada e uma sobreadensada. Os valores de T/N tenderam a diminuir com a profundidade na sondagem SPT3 e apenas na sondagem SPT4 esses valores permaneceram praticamente constantes (Figura 5b).

Adicionalmente, medições de energia foram realizadas utilizando-se um equipamento denominado SPT ANALYZER. Este equipamento é constituído de uma haste instrumentada com medidores de deformação (*strain gauges*) e de aceleração (acelerômetros).

A partir dos dados adquiridos estima-se, para uma composição de 10,7 m de comprimento referente ao golpe de número 16 de uma sequência de 55 golpes da sondagem SPT2, que a eficiência do sistema utilizado seja da ordem de 64%. Este valor foi estimado, a partir da integral do registro de força ao quadrado e este procedimento foi adotado em virtude dos registros de velocidade não terem se mostrado adequados, por problemas nos acelerômetros durante os ensaios. Posteriormente os valores do índice de resistência (N_{SPT}) foram corrigidos apenas para os casos de utilização de metodologias que indicam a eficiência requerida.

A eficiência estimada está abaixo dos valores indicados pela literatura (Cavalcante, 2002 e Schnaid, 2000). Isso pode ter ocorrido pela associação de uma série de fatores, entre eles a utilização de cordas velhas, atitude dos operadores, além da utilização de métodos diferentes nas estimativas da energia realizadas por cada autor.

Com relação aos ensaios pressiométricos, o equipamento utilizado é do tipo Ménard, composto de uma fonte de pressão, uma unidade de pressão e volume (CPV) e uma sonda cilíndrica, com 45 cm de comprimento e 5,9 cm de diâmetro. A conexão entre a sonda e a unidade de controle é feita por uma tubulação coaxial.

Foram realizados um total de 14 ensaios pressiométricos em dois furos executados até a profundidade máxima de 7 m no entorno das fundações do aerogerador de nº 7, utilizando um trado manual do tipo cavadeira com diâmetro entre 60 e 70 mm e posicionados a 2m das sondagens à percussão SPT2 e SPT3 (Figura 2).

A Figura 6 mostra as curvas pressiométricas bruta e corrigida do primeiro metro de profundidade do furo PMT1. Para as mesmas profundidades dos furos PMT1 e PMT2, verificou-se ainda curvas praticamente coincidentes, dando indícios preliminares da elevada homogeneidade do solo estudado.



Fig. 6 – Efeito das correções na forma da curva pressiométrica a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

De forma geral, as curvas obtidas apresentam-se bem definidas, podendo-se observar claramente os trechos de recompressão, pseudo-elástico e elasto-plástico característicos da curva teórica. Os pequenos trechos de recompressão sinalizam a boa concordância obtida entre o diâmetro do furo e o diâmetro do trado utilizado para sua execução. Realizaram-se também alguns ensaios com ciclos de descarga-recarga, propositadamente executados nos trechos pseudo-elástico de cada uma das referidas curvas.

Por fim, utilizando-se as recomendações da Norma ASTM (1987), foram determinados os perfis da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), da pressão limite (p_i) e da pressão limite efetiva (p_i^*),

do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) , dos módulos de deformação (E_i) e de cisalhamento (G_i) pressiométricos e do módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_w) . No Quadro 1 mostramse os resultados dos parâmetros determinados, a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos no furo PMT1.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
o _{ho} (kPa)	50,00	44,00	70,00	75,00	50,00	50,00	120,00
Ei (MPa)	4,90	12,19	15,18	15,84	20,90	19,68	19,23
Gi (MPa)	1,84	4,58	5,70	5,96	7,86	7,40	7,23
p1 (MPa)	0,74	1,89	2,56	2,72	3,30	-	3,40
pı* (MPa)	0,69	1,84	2,49	2,64	3,25	-	3,28
Eur (MPa)	-	135,40	-	169,18	-	-	184,90
Gur (MPa)	-	50,90	-	63,60	-	-	69,51
Ko	2,95	1,30	1,38	1,11	0,59	0,49	1,01

Quadro 1 - Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1.



Fig. 7 – a) Coeficiente de empuxo no repouso (k_a) b) Módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) variaram de 44 a 120 kPa no furo PMT1 e de 47 a 145 kPa no furo PMT2. Os valores do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) variaram de 0,49 a 2,95 para o furo PMT1 e de 1,18 a 2,77 no furo PMT2 (Figura 7a). As pressões limites efetivas (p_i^*) estimadas variaram de 0,69 a 3,28 MPa no furo PMT1 e de 1,30 a 3,56 MPa no furo PMT2 com uma tendência de crescimento progressivo ao longo da profundidade em ambos os furos. Os valores do módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) variaram de 1,84 a 7,86 MPa no furo PMT1 e de 2,86 a 8,79 MPa no furo PMT2 (Figura 7b).

Pela Figura 7b) observam-se valores de G_i dos furos PMT1 e PMT2 muito próximos, confirmando a tendência de comportamento homogêneo já percebido preliminarmente através dos perfis estratigráficos e das sondagens a percussão (SPT) realizadas.

4 – CARACTERIZAÇÃO DOS VENTOS

A caracterização do vento de uma região é de fundamental importância para a escolha do melhor local de instalação dos aerogeradores, para a estimativa da quantidade de energia elétrica gerada anualmente, e para o projeto estrutural e do sistema de controle.

Segundo dados da SEINFRA (2000), a velocidade média anual dos ventos da praia da Taíba é de 8,5 m/s. A sazonalidade dos ventos do Estado é complementar ao regime hídrico predominante na geração hidrelétrica no Brasil, pois o potencial eólico do Estado é máximo justamente no período de níveis mínimos dos reservatórios, quando os custos associados de geração e os riscos de déficit são máximos. Neste contexto, as usinas eólicas podem contribuir incontestavelmente para a estabilização sazonal da oferta de energia.

O período que mais impressiona os investidores de geração de energia eólio-elétrica situa-se entre os meses de Setembro a Dezembro. Segundo dados da SEINFRA (2000), neste período tanto os ventos alísios quanto as brisas marinhas se intensificam proporcionando ventos quase constantes ao longo dos dias e noites que superam a velocidade média de 10 m/s.

Com o objetivo de verificar a ocorrência de efeitos de rugosidade no perfil de velocidade da região, realizaram-se alguns ensaios anemométricos nas proximidades de uma usina eólica situada na Taíba, município de São Gonçalo. Os resultados serviram ainda como subsídio na determinação dos esforços no aerogerador.

Para a realização dos ensaios, utilizou-se um anemômetro modelo *Young 05305* com capacidade de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s. O anemômetro foi instalado a 5 e a 10 m de altura, em um andaime situado nas proximidades do aerogerador nº 7.

Adicionalmente, utilizou-se o anemômetro do próprio aerogerador estudado, fixado em seu topo, para a realização de medidas a 44 m de altura. As medidas foram realizadas visualmente nos mostradores dos sensores, a cada 15 s, durante 5 min em cada altura.

Representando-se a variação da velocidade do vento com a altura por uma função exponencial e adotando como referência para a velocidade, v_o' , o valor de 8,3 m/s que corresponde à altura h_o de 10 m tem-se que:

$$v = 8,3. \left(\frac{h}{10}\right)^{p'}$$
(1)

A partir das medidas da velocidade do vento e utilizando-se a Eq. 1 procedeu-se ao ajuste mostrado na Figura 8, em que o parâmetro p', que depende das condições topográficas do local, tomou o valor 0,004.



Fig. 8 – Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Taíba.

5 - CARACTERIZAÇÃO DO AEROGERADOR

O aerogerador estudado apresenta potência nominal de 500 kW, diâmetro do rotor de 4,2 m, altura do eixo de 46,2 m, com controle ativo de ângulo de passo das pás na frente da torre, sentido horário de rotação, com três pás, cada uma com um comprimento de 18,9 m e pesando 13 kN. As pás são de fibra de vidro reforçado com epoxi. O gerador apresenta eixo horizontal e pesa 136 kN.

A fundação do aerogerador é uma sapata quadrada de concreto armado, de 9 m de lado e 1,5 m de altura. A torre mede 44 m de altura, é feita de aço com 2,54 cm de espessura e pesa 359 kN. O diâmetro da torre na base é de 2,5 m e na altura máxima de 1,2 m. A nacele é o compartimento localizado no topo da torre que abriga o gerador, o multiplicador de velocidades, o freio mecânico e os eixos. A nacele é feita de fibra de vidro, apresenta diâmetro de 4,4 m, comprimento de 6,7 m e pesa 129 kN.

Considerando-se que o peso específico do concreto armado seja de 25 kN/m³, verifica-se que o peso da fundação é de cerca de 3038 kN. Adicionando-se a esse o peso da torre, 359 kN, da nacele, 129 kN, do gerador, 136 kN e das três pás, 39 kN, estima-se um peso total de 3700 kN.

6 - MONITORAMENTO ESTRUTURAL

Para a determinação dos esforços na fundação, em certas condições de vento, monitorou-se a estrutura do aerogerador nº 7 durante uma semana com acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro. Isso possibilitou a determinação dos esforços, para a condição particular de vento atuante na semana dos ensaios.

A monitoração foi realizada com a finalidade de medir as principais características dinâmicas da estrutura, sua resposta durante a operação e as principais características do vento durante este período de operação. Para isso foram realizadas duas campanhas de ensaios. A campanha 1 foi realizada pela excitação da estrutura através de movimentos cíclicos, no topo e no meio, gerados por uma pessoa, nas direções Norte-Sul e Leste-Oeste com o aerogerador desligado, e pela excitação da estrutura através de partidas do aerogerador.

A segunda campanha consistiu basicamente na medição da resposta da estrutura, bem como das características do vento, durante três dias, em intervalos regulares de tempo. Adicionalmente realizou-se uma medida da resposta da estrutura com o aerogerador desligado e submetido apenas à ação do vento. Detalhes sobre todos os dados obtidos nas campanhas de ensaios podem ser obtidos em Roitman e Magluta (2003) e Roitman *et al.* (2004).

A instrumentação utilizada foi constituída basicamente por acelerômetros, extensômetros elétricos de resistência e um anemômetro. Os acelerômetros utilizados foram do tipo resistivo com capacidade de medição de acelerações de até 1 g e de freqüências de até 50 Hz.

Os extensômetros elétricos de resistência utilizados apresentam resistência de 120 Ω . Já o anemômetro utilizado tem capacidade de medições de velocidade de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s e a direção de 0 a 360°.

Dois acelerômetros foram instalados próximo ao topo (44 m) e outros dois à meia altura (22 m) da torre do aerogerador, para medir as vibrações transversais. Quatro acelerômetros foram montados verticalmente, próximos à base da torre, para medir as vibrações verticais transmitidas à fundação (Figura 9).

Quatro pares de extensômetros elétricos de resistência, instalados a alturas de 0,38 m e 3,58 m, foram ligados em meia ponte de Wheatstone para permitirem a obtenção dos momentos fletores em duas direções e daí a estimativa dos esforços cortantes. Vale ressaltar que o anemômetro foi fixado a 5 e a 10 metros de altura, em uma torre treliçada, suficientemente afastada do aerogerador para que não sofresse qualquer tipo de influência.



Fig. 9 – a) Esquema da instrumentação utilizada no monitoramento b) Detalhe dos extensômetros elétricos de resistência instalados à 0,38 m de altura.

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais, Roitman e Magluta (2003) determinaram os esforços junto à base. A Figura 10 mostra os momentos fletores em uma seção instrumentada para a seguinte situação: aerogerador inicialmente desligado, sendo ligado por um período curto de tempo e em seguida desligado novamente.

Pela Figura 10 pode-se observar cinco trechos. O primeiro entre 0 e 70 s, onde o equipamento estava desligado, sendo os momentos fletores aproximadamente nulos. O segundo trecho, entre 70 e 110 s, associado à resposta da estrutura durante o procedimento de partida do equipamento. O terceiro trecho, entre 110 e 220 s, referente à operação normal. O quarto trecho, em torno de 220 s, refere-se ao desligamento do aerogerador, e o quinto apresenta a resposta em vibração livre da estrutura.



Fig. 10 – Momentos fletores obtidos numa seção instrumentada a 3,58 m de altura (Roitman e Magluta, 2003).

Em seguida, foi medida a resposta da estrutura e as características do vento durante uma semana típica. Para caracterizar o vento durante os dias de ensaio, plotou-se a velocidade e a direção do vento ao longo dos períodos de medição, observando-se que a máxima velocidade média encontrada foi de 9 m/s e a direção média do vento variou desde 100° até 260°.

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais determinaram-se os esforços na estrutura do aerogerador durante sua operação normal e para a citada condição de vento. As Figuras 11 e 12 ilustram os momentos fletores e os esforços cortantes obtidos em um dos sensores ao longo período 1, junto à base do aerogerador.

Foi observado que o vento atingiu a velocidade máxima justamente nos momentos em que os momentos fletores também alcançam seus valores máximos, demonstrando coerência entre os valores obtidos. Os sensores situados na base do aerogerador apresentaram leituras praticamente nulas, indicando que os movimentos foram tão pequenos que ficaram fora da precisão dos equipamentos.



Fig. 11 – Momentos fletores junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).



Fig. 12 – Esforços cortantes junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

7 – ENSAIOS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

Com o objetivo de obter valores para o coeficiente de arrasto e estimar as cargas para a condição de pico, realizaram-se experimentos em um túnel de vento de circuito aberto, alta intensidade turbulenta e baixa velocidade do Laboratório de Mecânica da Turbulência da COPPE/UFRJ. O túnel apresenta seção de testes de 0,67 m \times 0,67 m \times 6 m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 2%. Para medidas correspondentes a velocidades de vento mais elevadas, utilizou-se o túnel de vento aerodinâmico que apresenta seção de testes de 0,3 m \times 0,3 m \times 4 m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 0,2% (Figura 13).

Para a estimativa dos esforços de interesse foram utilizadas duas balanças aerodinâmicas externas: uma com plataforma paralela ao chão da seção de testes, denominada de balança horizontal, e uma outra com plataforma vertical para a medição de momentos. A balança horizontal consiste em uma plataforma que utiliza trilhos e deslizadores lineares para seu deslocamento e é ilustrada na Figura 14.



Fig. 13 – Túnel de vento aerodinâmico.



Fig. 14 – Esquema da balança aerodinâmica horizontal.

Para identificar a presença de escoamento turbulento, através da caracterização do escoamento a montante e a jusante do modelo do aerogerador, realizaram-se ensaios anemométricos a fio quente.

Dois perfis foram tomados para a realização dos ensaios, um à distância D1 igual a 150 mm a montante e outro à distância D2 de 150 mm a jusante do modelo reduzido do aerogerador (1:200). A altura entre a nacele do modelo e a base da haste foi de 226 mm e a velocidade do vento utilizada no túnel foi de 9 m/s. A Figura 15 mostra o perfil de velocidade média obtida a partir de ensaios de anemometria a fio quente.



Fig. 15 – Perfil de velocidade a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente (Freire, 2003).

Como esperado, verifica-se que o escoamento em questão é tipicamente turbulento com valores da intensidade turbulenta, variação da velocidade correspondente ao valor imposto pelo túnel e o valor medido a montante e a jusante do modelo do aerogerador, de cerca de 18% a jusante do modelo e cerca de 0,2% para o escoamento livre a montante do aerogerador.

8-ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO REALIZADOS

Diversos pesquisadores têm proposto correlações empíricas para estimar G_{max} a partir dos resultados de sondagens à percussão (SPT). A maior parte das correlações encontradas na literatura tem origem no Japão e nos Estados Unidos. Essas correlações relacionam o módulo de cisalhamento máximo ou a velocidade de propagação da onda cisalhante, com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT).

Dentre as correlações encontradas na literatura que não utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a proposta por Hardin (1978) é a mais usada na prática (Yu e Richart, 1984; Barros, 1997; Stephenson, 2004 e Barros *et al.*, 2006) e, portanto, será também aqui utilizada. Ela se aplica tanto para solos coesivos como não coesivos, sendo expressa por:

$$G_{\max} = 625 \cdot \frac{OCR^{k_{p}}}{0.3 + 0.7.e^2} \cdot (p_a \cdot \sigma_{oct})^{1/2}$$
(2)

onde σ_{act} é a tensão normal octaédrica, *e* é o índice de vazios, *OCR* é a razão de sobreadensamento, p_a é a pressão atmosférica e o expoente k_{IP} é dependente do índice de plasticidade do solo (IP).

Na Figura 16, mostram-se os resultados das estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (N_{SPT}). O detalhamento de todas as correlações utilizadas neste trabalho pode ser obtido em Moura (2007). Pela figura, observa-se que a correlação proposta por Schnaid *et al.* (2004) proporcionou os menores valores estimados e a proposta por Seed *et al.* (1983) os maiores valores. As propostas que apresentaram as estimativas mais próximas da proposta de Hardin (1978) foram Seed *et al.* (1983) e Ohsaki e Iwasaki (1973). Ainda pela Figura 16 verifica-se, a partir de todas as propostas analisadas, uma tendência de aumento praticamente linear do G_{max} com a profundidade.

Segundo Barros (1997), embora a expressão de Hardin (1978) seja a mais utilizada na prática, a mesma subestima o valor de G_{max} de areias. Considerando como limite inferior a proposta de Hardin a ampla faixa de variação de G_{max} seria consideravelmente reduzida. Esse fato leva a concluir que a quase totalidade das propostas estudadas subestimaram G_{max} . Neste sentido, dentre as metodologias que utilizam o N_{SPT} , as propostas de Seed *et al.* (1983) e de Ohsaki e Iwasaki (1973) foram as que proporcionaram as estimativas mais coerentes

Com relação aos ensaios pressiométricos, realizaram-se estimativas de G_{max} utilizando-se as propostas de Kaltesiotis *et al.* (1990) e Byrne *et al.* (1990). As expressões propostas por Kaltesiotis *et al.* (1990) são as seguintes:

$$G_{\rm max} = 138. p_l^{1,42} \tag{3}$$

$$G_{\max} = 45.G_i \tag{4}$$

onde p_i é a pressão limite, G_i é o módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial e G_{max} , p_i e G_i estão expressos em MPa.



Fig. 16 – Estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o N_{SPT} .

Já na proposta de Byrne *et al.* (1990), a determinação do G_{max} é realizada a partir da relação entre a pressão do início do descarregamento e a tensão horizontal no repouso e da relação entre a variação da pressão na descarga e a pressão do início do descarregamento. Detalhes de sua aplicação podem ser obtidas em Moura (2007).

O gráfico da Figura 17 apresenta as estimativas de G_{max} a partir das propostas de Byrne *et al.* (1990) e de Kaltesiotis *et al.* (1990). Vale mencionar que, para a utilização da proposta de Kaltesiotis *et al.* (1990), utilizou-se os valores médios da pressão limite (p_i) dos furos PMT1 e PMT2 em cada profundidade ensaiada obtidos, a partir da interpretação tradicional (ASTM, 1987), já que a forma racional não permite a obtenção de p_i . Quanto ao módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial (G_i), foram utilizados os valores médios dos furos PMT1 e PMT2, em separado, de G_i , obtido da forma convencional e de G_e , pela forma racional.

Vale destacar que na forma de interpretação denominada de racional, utilizou-se um método que emprega a técnica de ajuste de curva, em que a curva experimental é comparada com uma cur-



Fig. 17 – Estimativa de G_{max} a partir dos resultados de ensaios pressiométricos.

va teórica gerada a partir da teoria da expansão de cavidade cilíndrica. O modelo utilizado neste trabalho foi o proposto por Cunha (1996), que considera o meio com comportamento elástoplástico, taxa de dilatação constante e a ocorrência de deformações elásticas na zona de comportamento plástico.

Barros (1990) obteve a partir da realização de ensaios de coluna ressonante em corpos de prova reconstituídos de solos arenosos estimativas de, no máximo, 55% superiores aos valores obtidos pela expressão de Hardin (1978). Dessa forma, adotando-se como limite superior para G_{max} os valores de Hardin (1978) acrescidos de 55%, verifica-se que a expressão de Kaltesiotis *et al.* (1990), em função da pressão limite, proporcionou estimativas de G_{max} fora da faixa adotada (Figura 17). Além disso, é reconhecida a dificuldade em se correlacionar um módulo de deformação com uma propriedade de resistência. Dessa forma, conclui-se que dentre as propostas com base em ensaios pressiométricos, a expressão de Kaltesiotis *et al.* (1990), a partir de uma função do módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial, G_i , obtido da forma tradicional (ASTM, 1987) é a mais coerente com relação à faixa de variação adotada.

Adotando o mesmo critério para as propostas que utilizam os resultados de ensaios à percussão, ou seja, o limite inferior dado pela expressão de Hardin (1978) e para o limite superior a expressão de Hardin (1978) acrescida de 55%, verifica-se que apenas a proposta de Seed *et al.* (1983) apresentou estimativas de G_{max} inseridas dentro da faixa adotada.

A Figura 18 mostra a variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT).



Fig. 18 – Comparação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT).

Pela Figura 18 observa-se que as sondagens à percussão (SPT) proporcionaram uma faixa de valores inferior à faixa estimada a partir dos ensaios pressiométricos. Tomando como base os valores estimados a partir da proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores de G_{max} de Hardin praticamente coincidem com a região limite entre as duas faixas obtidas por meio dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT). Adotando como limite inferior a proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) tendem a ser subestimados quando determinados por propostas que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), com exceção da proposta de Seed *et al.* (1983).

Adotando os limites mencionados e ilustrados na Figura 18, estima-se que a faixa de variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do solo de apoio do aerogerador estudado seja, em média, de 260 a 303 MPa.

9 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE MONITORAÇÃO ESTRUTURAL

Os procedimentos adotados para a estimativa dos esforços de pico atuantes nas fundações do aerogerador estudado, basearam-se na extrapolação direta dos valores medidos em campo, durante a semana de ensaio, e detalhes podem ser obtidos em Moura (2007). Ferreira (2003) realizou ainda uma simulação numérica para a obtenção dos mesmos esforços. Já a estimativa dos esforços estáticos devidos ao vento é obtida a partir das recomendações da Norma NBR 6123/87 (ABNT, 1987).

As condições de vento que ocorreram durante a semana de realização dos ensaios de monitoramento possibilitaram a obtenção de esforços (cortante e momento) associados aos esforços provenientes da ação do vento. A partir daí, os valores de pico dos esforços atuantes foram extrapolados por regressão. Vale observar que foi considerado como velocidade máxima do vento o valor de 25 m/s ao longo de toda a altura do aerogerador que, segundo informações fornecidas pelo fabricante do aerogerador estudado, corresponde a própria velocidade máxima de operação do equipamento (capacidade).

Para o esforço cortante, o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função linear. Neste caso, a estimativa da resultante da força do vento máximo de projeto (25 m/s) indicou um valor de 570 kN. Multiplicando-se 570 kN pelo braço de alavanca (46,2 m), estima-se o valor de 26334 kNm para o momento fletor atuante nas fundações.

Para o momento fletor, o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função tipo polinomial do 2º grau. Neste caso, a estimativa do momento fletor máximo foi de 15878 kNm. Dividindo-se 15878 kNm pelo braço de alavanca (46,2 m), obtém-se o valor de 343,7 kN para o esforço horizontal atuante nas fundações. Os coeficientes de determinação (R²), obtidos a partir dos dados de esforço cortante e momento fletor, foram de 0,90 e 0,97, respectivamente.

As estimativas dos esforços por simulação numérica foram realizadas por Ferreira (2003) considerando uma velocidade do vento de pico de 35 m/s. Como a velocidade do vento máxima de operação do aerogerador é de 25 m/s, as estimativas realizadas pelo referido autor foram interpoladas linearmente para a velocidade de interesse, ou seja, 25 m/s.

A forma geométrica modelada foi obtida a partir de dimensões do aerogerador. A geometria, gerada em um programa do tipo CAD, foi exportada em formato compatível com o programa de elementos finitos utilizado (SAP). A Figura 19 mostra um detalhe da malha de elementos finitos gerada próximo à base da torre.

O tipo de elemento usado é o elemento de casca, quadrilátero de quatro nós, com espessura de 2,54 cm. Os nós da base tiveram seus deslocamentos de translação restritos totalmente na direção horizontal. Na direção vertical foram considerados apoios elásticos, tipo mola elástica.

A massa dos elementos constituintes da torre já é considerada no próprio material. Para modelar a estrutura da melhor forma possível, foram consideradas as massas do conjunto nacele/gerador e da fundação em concreto. A massa da nacele foi posicionada no centro da circunferência no topo da torre. Para isso foi criado um nó nesta posição.

O valor do esforço normal na base foi estimado em 3590,46 kN, do momento fletor em 2318,8 kNm para a condição de vento de 8 m/s e de 44382,8 kNm para a condição de vento de pico de 35 m/s. Dividindo-se o momento de pico, 44382,8 kN.m, pelo braço de alavanca, 44 m, estima-se um esforço horizontal máximo de 1008,7 kN. Interpolando os valores de 8 e 35 m/s, estima-se que o momento fletor correspondente à velocidade do vento máxima de operação do aerogerador, 25 m/s, seja 28804 kNm e que o esforço horizontal máximo seja 655 kN. Todos os detalhes da simulação numérica podem ser obtidos em Ferreira (2003).



Fig. 19 – Detalhe da base da malha de elementos finitos.

A determinação das forças estáticas devidas ao vento pela NBR 6123/87 (ABNT, 1987) foi realizada, inicialmente, a partir da obtenção da velocidade básica do vento (v_o) adequada ao local onde a estrutura será construída, que neste caso é igual a 30 m/s. A velocidade característica do vento (v^*) foi estimada em 31,6 m/s. A partir daí, a pressão dinâmica (q) foi estimada em 383,1 N/m². Considerando o mencionado valor da pressão dinâmica, a área frontal efetiva $A_e = 1451,4$ m² e o valor de 1,0 para o coeficiente de arrasto (C_o) , estima-se pela NBR 6123/87 que a força de arrasto seja igual a 556 kN. Multiplicando-se pelo braço de alavanca (46,2m), a partir da NBR 6123/87 (ABNT, 1987) estima-se o valor de 25687 kNm para o momento atuante nas fundações do aerogerador.

Vale observar que a Norma NBR 6123/87 não se aplica à situação em exame, pois além da velocidade característica do vento (v_k) ter sido adotada como sendo igual a velocidade máxima de operação do aerogerador, de 25 m/s, não há indicações de valores de C_D para estruturas de aerogeradores. Dessa forma, adotou-se o valor do coeficiente de arrasto recomendado na própria NBR 6123/87, correspondente a um cilindro com rugosidades ou saliências igual a dois por cento do seu diâmetro (C_D =1,0).

10 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTRUTURAIS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

Para a análise dos resultados dos ensaios realizados em túnel de vento, foi necessária a determinação do coeficiente de arrasto, do seu ponto de aplicação. A partir daí, foi possível determinar os esforços atuantes no aerogerador também através do modelo reduzido.

A determinação do coeficiente de arrasto (C_D) foi feita com um modelo reduzido do aerogerador na escala 1:200, que foi posicionado a uma distância de 3400 mm da saída do ventilador do túnel de vento, utilizando-se da balança aerodinâmica horizontal e considerando-se válida a seguinte expressão:

$$C_D = \frac{F_a}{1/2\,\rho\,u^2.A}\tag{5}$$

onde F_a é a força de arrasto, ρ é a massa específica do ar (1,2 kg/m³), u é a velocidade do escoamento e A é a área molhada do aerogerador. O modelo foi engastado em uma base de madeira móvel conectada a uma mola linear de constante elástica conhecida. A base linear foi feita livre para permitir movimentos de deslizamentos e a força de arrasto foi determinada pela lei de Hooke. A Figura 20 mostra o modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.



Fig. 20 - Modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.

Os ensaios foram realizados para diferentes velocidades de escoamento, possibilitando a obtenção de um gráfico relacionando C_D com o número de Reynolds (*Re*). A Figura 21 mostra, em forma gráfica, a variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (*Re*). Extrapolando o valor de C_D em função de *Re*, obtém-se valores demasiadamente elevados de cerca de 4,8. Dessa forma, será adotada a média dos valores obtidos, que foi de 1,27. Esse valor, segundo Freire (2003), está coerente com os limites esperados da faixa de Reynolds adotada.



Fig. 21 – Variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (Re).

A determinação do ponto de aplicação da força de arrasto foi feita a partir da obtenção do momento que esta força faz em relação à base do modelo. A medição do momento foi feita através de uma balança de momento, especialmente projetada para esta aplicação. Detalhes da balança de momento podem ser obtidos em Freire (2003).

A Figura 22 mostra o gráfico utilizado por Freire (2003) para a determinação do ponto de aplicação da força de arrasto.

Nesta mesma figura, observa-se que a força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. Como margem de segurança verifica-se que esta força poderá ser estimada como situada no ponto médio da nacele, que no modelo reduzido está a 226 mm da sua base e no caso real está a 46,2 m.



Fig. 22 – Determinação do ponto de aplicação da força de arrasto (Freire, 2003).

A determinação dos esforços de pico atuantes no aerogerador real foi feita a partir da Eq. 5. Dessa forma, adotando-se para o coeficiente de arrasto (C_D) o valor de 1,27, para a massa específica do ar (ρ) 1,2 kg/m³, uma velocidade máxima de operação do aerogerador (u) igual a 25 m/s e área molhada igual a 1451,4 m², estima-se uma força de arrasto (F_a) para a condição de pico de 691 kNm. Multiplicando-se a força de arrasto estimada (F_a) pelo braço de alavanca, distância entre o centro da nacele e a base do aerogerador (46,2 m), obtém-se um momento máximo de 31924,2 kNm.

A Figura 23 mostra uma comparação dos esforços atuantes na estrutura do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s estimados por extrapolação, simulação numérica, Norma NBR 6123/87 modificada e através de túnel de vento.



Fig. 23 – a) - Comparação das estimativas da força de arrasto atuante b) Comparação das estimativas do momento atuante para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

Pela Figura 23 observa-se que os valores da força de arrasto estimados por simulação numérica e túnel de vento são bastante próximos. O valor médio encontrado para a força de arrasto foi de 590 kN e para o momento 26881 kNm. Os maiores esforços, tanto momento quanto força de arrasto, foram estimados pelo túnel de vento e os menores pela extrapolação.

Cerca de 5% das diferenças nos esforços obtidos entre a simulação numérica e as análises do túnel de vento são devidas a consideração de que na simulação numérica o ponto de aplicação da força de arrasto foi adotado atuando na altura de 44 m e nas análises realizadas, a partir das medidas do túnel de vento, a favor da segurança, a 46,2m de altura.

Vale observar que a altura da sapata não foi considerada no cômputo do momento nas fundações do aerogerador devido as medições dos esforços horizontais em campo terem sido realizadas por cima da base e não por baixo onde, de fato, as tensões são transmitidas. Ocorre que como a altura da fundação é muito pequena em relação à altura da torre a sua desconsideração não altera significativamente os valores das tensões transmitidas.

Para efeito de análise das fundações do aerogerador estudado e a favor da segurança, serão considerados os esforços atuantes obtidos a partir das análises dos dados dos ensaios realizados no túnel de vento, ou seja, uma força de arrasto horizontal de 691 kN atuando a 46,2 m da face superior da fundação do aerogerador gerando um momento de 31924,2 kNm. Além do mais, a própria NBR 6123/87 (ABNT, 1987) sugere a utilização de resultados experimentais obtidos em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural. Por outro lado, vale destacar que a NBR 6123/87 modificada apresentou as estimativas do momento mais próximas dos valores extrapolados pelo monitoramento, revelando-se como uma alternativa que pode ser bastante útil em projetos dessa natureza.

11 – ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DO AEROGERADOR

O Quadro 2 mostra o resumo dos dados adotados para as análises da estabilidade da fundação do aerogerador estudado. O aerogerador escolhido para o presente estudo é uma das dez unidades que compõem uma usina eólica situada no município de São Gonçalo do Amarante – CE. Dessa forma observa-se que, curiosamente, a forma da sapata utilizada como fundação do aerogerador é do tipo quadrada. Vale registrar que, por questões de simetria, o ideal seria a utilização de sapatas circulares ou octogonais.

Dados geométricos						
Fundação	Dimensões (m)	Altura (m)	Prof. Assent (m)	Peso total (kN)	Fa (kN)	M (kNm)
Sapata quadrada	9 × 9	1,5	1,5	3700	691	31924,2
Parâmetros/Índices geotécnicos						
Tipo de solo	Nspt	φ (grau)	c (kPa)	ρ (kN/m³)	G _{max} (MPa)	v
Areia fina	Areia fina 46		5	17	197,2 a 365,7	0,33

Quadro 2 - Resumo dos dados adotados nas análises das fundações.

11.1 - Tensões aplicadas pela fundação do aerogerador

As tensões estáticas transmitidas pela base do aerogerador estudado, sem considerar a ação do vento, foram estimadas em 45,7 kPa e determinadas pela relação entre o esforço vertical (fundação + superestrutura), *V*, e a área, *A*, da fundação.

A tensão transmitida pela fundação do aerogerador estudado a partir da consideração da carga estática equivalente foi estimado em 137,04 kPa e determinada a partir da seguinte equação:

$$P_e = \nu' \cdot \mu' \cdot P_\nu \tag{6}$$

onde P_e é a carga estática equivalente, $\nu' = \frac{f_n^2}{f_n^2 + f_m^2}$ é o coeficiente dinâmico, $f_n = \frac{300}{\sqrt{d}}$ é a fre-

quência natural, f_m é faixa de variação da freqüência de excitação, μ ' é um coeficiente de fadiga, P_{ν} é o peso de máquina mais a fundação e d é o deslocamento estático.

Considerando-se a ação do vento e que em solos arenosos, em regra, não é possível a mobilização de tensões de tração, tem-se um diagrama de pressões transmitidas de forma triangular com base (L_{comp}) determinada pela seguinte expressão:

$$L_{comp} = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right) \tag{7}$$

Neste caso, a tensão máxima aplicada (σ_{max}) é dada por:

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{B(L-2.e)} \tag{8}$$

onde B e L são os lados da fundação e e é a excentricidade.

A carga horizontal (*H*) atuante no aerogerador, para a velocidade do vento de pico, não é uma carga estática. Na verdade, é uma carga dinâmica que foi transformada em estática. Como oscilações do vento provocam alterações de esforços também na direção vertical, para efeito de cálculo a carga vertical também foi majorada e transformada em carga estática equivalente.

Dessa forma, estima-se que a tensão aplicada máxima seja igual a 507,5 kPa e a excentricidade foi elevada e caiu fora do terço médio da fundação. Dessa forma o comprimento da fundação não sujeito a tensões é de 4,14 m, que corresponde a 46% da dimensão da sapata.

Baseado no exposto, verifica-se que a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores não é indicada. Comparando-se a tensão transmitida via carga equivalente estimada em 137,04 kPa com a tensão máxima via dados do túnel de vento, de 507,5 kPa, observa-se que a primeira é apenas cerca de 27% da segunda. Além disso, o procedimento da carga estática equivalente não permite que sejam determinadas tensões negativas no solo.

11.2 - Tensão admissível do solo

A estimativa da tensão admissível do solo pode ser feita utilizando-se processos semi-empíricos ou por métodos teóricos. No Quadro 3, mostra-se um resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando ensaios de laboratório.

Pelo Quadro 3 observa-se que as estimativas realizadas por ensaios de laboratório foram as mais elevadas e as realizadas com base no SPT as menores. O PMT apresentou uma estimativa intermediária entre as outras duas. O método de Meyerhof (1965) apresentou o menor valor, 410 kPa, e o maior valor, 4773 kPa, foi estimado a partir da proposta de Terzaghi (1943).

Método	Tipo de dado utilizado	σ _{adm} (kPa)		
Terzaghi e Peck (1967)	SPT	506		
Meyerhof (1965)	SPT	410		
Método prático	SPT	920		
Ménard (1975)	РМТ	1040		
Vesic (1975)	Cisalhamento direto	2109		
Terzaghi (1943)	Cisalhamento direto	4773		

Quadro 3 – Resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando ensaios de laboratório.

Vale ressaltar ainda a enorme diferença encontrada a partir das metodologias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) apesar de serem métodos racionais e terem utilizado os mesmos tipos de dados (cisalhamento direto). Isso ocorreu pela presença de esforços horizontais, que é considerado apenas na proposta de Vesic (1975).

Comparando a máxima tensão de compressão aplicada (σ_{max}) de 507,5 kPa pela fundação do aerogerador que foi obtida via metodologia do túnel de vento, com os valores estimados da tensão admissível do solo constantes no Quadro 3, verifica-se que em praticamente todas as metodologias utilizadas a tensão máxima aplicada não superou a tensão admissível do solo. As exceções ocorreram com a utilização dos métodos de Meyerhof (1965) e de Terzaghi e Peck (1967). No entanto, pelo método de Terzaghi e Peck (1967) a tensão admissível do solo praticamente coincidiu com a máxima tensão de compressão aplicada.

Dessa forma, conclui-se que as fundações do mencionado aerogerador encontram-se estáveis quanto à ruptura do solo.

11.3 – Estimativas de recalque

O Quadro 4 mostra a comparação dos valores estimados para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da Teoria da Elasticidade. Descartando-se os valores demasiadamente elevados obtidos com base na teoria da elasticidade via oedômetro e ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados variaram de 6,0 a 16,0 mm, com valor médio de 9,2 mm.

Referência	Forma de obtenção	Recalque (mm)
Schmertmann (1970)	SPT	7,6
Schultz e Sherif (1973)	SPT	8,8
Burland e Burbidge (1985)	SPT	8,3
Décourt (1992)	SPT	6,0
Ménard e Rousseau (1962)	PMT/tradicional	10,2
Teoria da Elasticidade	E a partir do E _{ocd}	147,9
Teoria da Elasticidade	E a partir do E _i (PMT/tradicional)	53,5
Teoria da Elasticidade	E a partir do E _e (PMT/racional)	7,7
Teoria da Elasticidade	E a partir do N _{SPT}	16,0

Quadro 4 – Comparação dos valores estimados para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da teoria da elasticidade.

Até o presente momento, todas as análises de recalque realizadas consideraram apenas tensões médias transmitidas ao solo. No entanto, conforme observado em itens anteriores, a tensão média proporciona a transmissão de uma tensão ao solo de 253,8 kPa que corresponde a apenas 50% da máxima tensão transmitida de 507,5 kPa. Dessa forma, considerando-se agora a tensão máxima transmitida de 507,5 kPa, estimaram-se novos valores de recalque.

Mais uma vez, descartando-se os valores demasiadamente elevados e utilizando resultados de ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados para os máximos valores de tensões transmitidas variaram de 12,1 a 32,0 mm, com valor médio de 18,5 mm.

11.4 - Estimativas da frequência de vibração

As estimativas das frequências de vibração das fundações do aerogerador estudado foram realizadas por meio de alguns dos métodos mais divulgados na literatura, três empíricos (DEGEGO, Tschebotarioff e Ward, 1948 e Alpan, 1961), dois outros métodos que consideram o solo como um semi-espaço elástico (Lysmer e Richart, 1966 e Nagendra e Sridharan, 1981). Além desses, também é utilizado o clássico método que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso proposto por Barkan (1962).

O Quadro 5 mostra a comparação das estimativas de *k*, *c_z*, *D*, *f_w*, *f_n*' e *A_z* realizadas. Por ela, observa-se que a faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método "German Research Society for Soil Mechanics", cuja confiabilidade dos valores estimados é reconhecidamente questionada por desconsiderar, dentre outros fatores, a influência da área de contato na frequência de vibração (Tschebotarioff, 1978), os métodos empíricos estimaram os menores valores. Vale destacar que os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{med}), foram bastante concordantes e variaram de 331 a 404 rpm. Por outro lado, os métodos do semi-espaço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural, cujo valor, em média, variou de 1233 a 1333 rpm. Pela proposta que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso (Barkan, 1962), a frequência natural foi estimada em 1529 rpm.

Método	kz (kNm)	cz (kPa/m)	D	fn (rpm)	fn' (rpm)	Az (mm)
German Research Society for Soil	-	-	-	1455	-	-
Mechanics (Tschebotarioff, 1978)						
Método de Tschebotarioff e Ward	-	-	-	385	-	-
(1948)						
Alpan (1961)	-	-	-	404	-	-
Método da carga estática (Haase, 1975)	-	-	-	331 a 707	-	-
Lysmer e Richart (1966)	7880779 a 9199801	-	0,36	1394 a 1507	1302 a 1407	0,002 a 0,003
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Uniforme	6186412 a 7221844	-	0,57	1235 a 1335	1018 a 1100	0,001
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Parabólica	4639809 a 5416383	-	0,36	1070 a 1156	998 a 1079	0,001
Barkan (1962) - sem amortecimento	-	11980	-	1529	-	-
Barkan (1962) - com amortecimento	-	11980	0,65	-	1162	0,001

Quadro 5 - Comparação dos valores da freqüência estimados por diferentes métodos.

A razão de amortecimento (D) estimada pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981) para uma distribuição de pressão parabólica, apresentaram o mesmo valor 0,36 enquanto o método de Barkan com amortecimento proporcionou o valor de 0,65 para D. Pelo Quadro 5 observa-se que as estimativas da frequência amortecida (f_n) estão diretamente associadas com a razão de amortecimento (D), ou seja, quanto maior D maior é a diferença entre f_n e f_n . Esse resultado é concordante com a afirmação de Almeida Neto (1989) de que para baixos valores de D a frequência amortecida difere pouco da frequência natural do sistema.

As estimativas das amplitudes de vibração (A_z) foram bastante reduzidas variando de zero a 0,003 mm. Esse resultado é concordante com as medidas dos acelerômetros situados na base do aerogerador durante a monitoração estrutural em que foi comprovado que praticamente não houve

transmissão de movimentos verticais para as fundações. Avaliando a possibilidade de efeitos danosos devido à vibração do aerogerador em pessoas, em estruturas prediais e em máquinas rotativas, verifica-se a ausência de risco de danos.

Apesar da grande variação encontrada para a frequência por todos os métodos, verifica-se diferenças bastante superiores a 30% com relação à faixa de frequência de operação da máquina que é de 18 a 34 rpm, indicando a ausência de risco de fenômenos ressonantes.

Destaca-se ainda também que a constante de mola (k) é mais sensível à variação do valor adotado para o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do que o coeficiente de amortecimento (c). Pelos resultados encontrados a partir da proposta de Lysmer e Richart (1966), variações de cerca de 16,7% no valor de G_{max} provocaram variações de também 16,7% no valor de k e de apenas 8% no valor de c.

Com relação à possibilidade de redução das dimensões da fundação do aerogerador estudado, verifica-se que as tensões máximas transmitidas ao solo de fundação são inferiores a tensão admissível média estimada. Os recalques máximos foram estimados, considerando-se a média das tensões transmitidas na condição de operação de pico, na média em 9,2 mm. Neste caso, o recalque estimado é inferior ao recalque limite absoluto de 25 mm recomendado por Velloso e Lopes (1996) para sapatas assentes em areia. Apesar da falta de informação do fabricante do aerogerador estudado quanto ao máximo recalque permitido, com base nos reduzidos valores da parcela dinâmica do recalque obtidos em campo por Roitman e Magluta (2003) no monitoramento estrutural e pelos métodos dinâmicos utilizados verifica-se que dificilmente seria possível ocorrer problemas nas fundações do aerogerador por recalques excessivos.

Baseado no exposto, verifica-se que o elevado valor da velocidade do vento adotada no projeto, de 25 m/s, faz com que haja a necessidade de estruturas bastante robustas. Neste contexto, deve haver um compromisso do valor adotado como velocidade do vento de projeto entre o máximo valor da região e o valor médio medido em estações. Como a velocidade média do vento da região é de 8,5 m/s e velocidades superiores a 22 m/s tem recorrência reduzida, estruturas projetadas para operar a velocidades superiores a esta são anti-econômicas. Dessa forma, com a adoção de uma velocidade máxima de operação reduzida para 22 m/s não só se obtém fatores de segurança adequados como se conseguiria projetar fundações mais econômicas.

12 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização deste trabalho permitiu o estabelecimento das seguintes conclusões:

- Dentre todas as propostas avaliadas que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a que apresentou valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) mais coerentes foi a de Seed *et al.* (1983). Já dentre as que utilizam os resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), a proposta de Kaltesiotis *et al.* (1990) em função do módulo cisalhante inicial (G_i) foi a que apresentou os resultados mais concordantes;
- A força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. A favor da segurança concluiu-se que esta força pode ser estimada como situada no ponto médio da nacele;
- Determinação do momento pela NBR 6123/87 modificada é uma alternativa bastante atrativa para projetos dessa natureza;
- Não é recomendável a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores;
- A fundação do aerogerador estudado na configuração atual é estável quanto à ruptura do solo;

- A faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método "German Research Society for Soil Mechanics", os métodos empíricos estimaram os menores valores. Os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{mea}), foram bastante concordantes. Os métodos do semi-espaço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural;
- Verificou-se a ausência de risco de fenômenos ressonantes;
- Reduzindo-se a máxima velocidade do vento de operação para 22 m/s, estima-se que as dimensões da fundação do aerogerador poderiam ser reduzidas em cerca 32% com relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente.

13 – AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à COPPE/UFRJ pela utilização do Analyzer, à UFPB pela utilização do Pressiômetro de Ménard, ao Professor Erinaldo Hilário Cavalcante (UFS) pela realização dos ensaios de campo e aos técnicos, professores e alunos do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, em particular colegas do GPFees (Grupo de Fundações, Ensaios de Campo e Estruturas de Contenção deste mesmo Programa). O primeiro autor, em particular, agradece ao CNPq pela bolsa de doutoramento.

14 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alpan, I. (1961). Machine Foundations and Soil Ressonance. Géotechnique, Vol. 11, pp. 95-113.
- ASTM D4719/87 (1987). *Standard Test Method for Pressurement Testing in Soils*. Annual Book of ASTM Standards, New York, Vol. 04.08.
- ABNT (2001). NBR 6484/01 *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos*. Rio de Janeiro.
- ABNT (1987). NBR 6123/87. Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro.
- ABNT (1984). NBR 6508/84. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm Determinação da Massa Específica, Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Barkan, D.D. (1962). *Dynamics of Bases and Foundations*. McGraw-Hill Book Company, New York, 434 p.
- Barros, J.M.C. (1990). Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Brasileiros Determinados em Ensaios de Coluna Ressonante. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Salvador, Vol. 2, pp. 475-484.
- Barros, J.M. (1997). *Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo. 437p.
- Barros, J.M.C.; Silveira, R.M. da S.; Amaral, C.S. (2006). Módulo de Cisalhamento Máximo de Uma Argila Marinha Remoldada. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Curitiba.

- Brandão, R.L. (1995). Sistema de Informações para a gestão e administração Territorial da Região Metropolitana de Fortaleza - Projeto SINFOR: Diagnóstico Geoambiental e os Principais Problemas de Ocupação do Meio Físico da Região Metropolitana de Fortaleza: CPRM. Fortaleza, 88 p.
- Burland, J.B.; Burbidge, M.C. (1985). *Settlements of Foundations on Sand and Gravel*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78.
- Byrne, P.M.; Salgado, F.M.; Howie, J.A. (1990). Relationship between the Unload Shear Modulus from Pressuremeter Tests and the Maximum Shear Modulus for Sand. 3rd ISPMA, Oxford Univ., pp. 231-241.
- Cavalcante, E.H. (2002). Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 410 p.
- Cavalcanti, V.M.M. (1998). Qualidade das Areias Marinhas para Utilização como Agregado na Construção Civil, na Região Metropolitana de Fortaleza, Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geologia – UFC. Fortaleza.
- Cunha, R.P. (1996). A New Cavity Expansion Model to Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand. Solos e Rochas. São Paulo. Vol. 19, no 1, pp. 15-27.
- Décourt, L. (1992). Fundações Rasas. Anais da Mesa Redonda Solos na Cidade de São Paulo, pp. 217-228.
- Ferreira, I.A. (2003). Simulação Numérica para Verificação das Cargas na Fundação para Condição de Pico de Velocidade de Vento. Projeto Otimização Estrutural Torre e Fundação de Aerogeradores. Relatório Interno. Convênio UNIFOR/UFC/COELCE. Fortaleza.
- Freire, A.P.S. (2003). *Medição das Propriedades Dinâmicas de um Aerogerador*. Relatório COPPETEC UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.
- Haase, A. (1975). Fundações de Máquinas Rotativas. Publicações Montreal-1. 56 p.
- Hardin, B.O. (1978). The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils. In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. Proceedings, ASCE, Pasadena, California. Vol. I, pp. 3-90.
- Kalteziotis, N.A.; Tsiambaos, G.; Sabatakakis, N.; Zervogiannis. (1990). Prediction of Dynamic Parameters from Pressuremeter and Other In-Situ Tests. In: International Symposium on Pressuremeters, 3. Proceedings, British Geotechnical Society, pp. 391-400.
- Lambe, T.W.; Whitman, R.V. (1976). Mecanica de Suelos. Editorial Limusa. México. 582 p.
- Lima, F. de A.M. (1976). Fotointerpretação de Praias e Dunas no Município de Fortaleza, Ceará-Brasil. Tese de Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas. Universidade de São Paulo (USP).
- Lysmer, J.; Richart, F.E. (1966). *Dynamic Response of Footings to Vertical Loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM1, January, pp. 65-91.
- Ménard, L. (1975). The Ménard Pressurement, Interpretation and Aplication of Pressurement Test Results to Foundation Design. Soils, No. 26.
- Ménard, L.; Rousseau, J. (1962). L'Evaluation des Tassements Tendences Nouvelles.
- Meyerhof, G.G. (1965). Shallow Foundations. JSMFD, ASCE, Vol. 91, No. SM2 (March), pp. 21-31.
- Mitchell, J.K.; Guzikowski, F.; Vilet, W.C.B. (1978). *The Measurement of Soil Properties in Situ, Present Methods – Their Applicability and Potential.* U.S. Dept. of Energy Report, Dept. of Civil Engineering. Berkeley: Univ. of California.

- Moura, A.S. (2007). Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 323 p.
- Nagendra, M.V.; Sridharan, A. (1981). Response of Circular Footings to Vertical Vibrations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Technical Notes, Vol. 107, No. GT7, July, pp. 989-995.
- Ohsaki, Y.; Iwasaki, R. (1973). On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 13, No. 4, Dec., pp. 59-73.
- Quaresma, A.R.; Decourt, L.; Quaresma Filho, A.R.; Almeida, M.S.S.; Danziger, F. (1998). Investigações Geotécnicas. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo. Ed. PINI Ltda., pp. 119-196.
- Roitman, N.; Magluta, C. (2003). Monitoração do Aerogerador-CE. Relatório Técnico COPPETEC/ /PEC 4400A. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- Roitman, N.; Magluta, C.; Aragão Filho, L.A.C.M. (2004). Monitoração Estrutural de Uma Torre de Um Gerador Eólico. XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural. Mendoza, Argentina, pp. 1-12.
- Richart, F.E., Jr., Hall, J.R.; Woods, R.D. (1970). Vibrations of Soils and Foundations. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 p.
- Schmertman, J.H. (1970). *Static Cone to Compute Settlement Over Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foudation Engineering, ASCE, Vol. 96, pp. 1011-1043.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos. São Paulo.
- Schnaid, F.; Lehane, B.M.; Fahey, M. (2004). In Situ Test Characterisation of Unusual Geomaterials. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1: pp. 49-74.
- Schultz, E; Sherif, G. (1973). Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation on Sands. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 225-230.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, Mar., pp. 458-482.
- SEINFRA (2000). Estado do Ceará, Atlas do Potencial Eólico. Fortaleza-CE.
- Souza Pinto, C. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Ed. Oficina de Textos. São Paulo. 247 p.
- Stephenson, R.W.; Luna, R.; Liu, W.; Anderson, N. (2004). Comparison of Cross-Hole, Seismic Cone Penetrometer, Spectral Wave (SASW) to Characterize Bridge Sites in the New Madrid Seismic Zone. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Viana da Fonseca & Mayne (eds). Porto.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd. Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Tschebotarioff, G. P. (1978). *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra*. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo. 513 p.

- Tschebotarioff, G. P.; Ward, E.R. (1948). The Resonance of Machine Foundations and the Soil Coefficients which Affect it. Proc. 2nd Intern. Conf. on Soil Mech & Found. Engng, Rotterdam, Vol I, pp. 309-313.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (1996). Fundações. Vol. 1, COPPE-UFRJ, 2ª ed., Rio de Janeiro, 290 p.
- Vesic, A.S. (1975). *Bearing Capacity of Shallow Foundations*. Ch.3 in Foundation Engineering Handbook (edited by H.F. Winterkorn and H.-Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co., New York. pp. 121-147.
- Yu, B.P.; Richart, F.E.Jr. (1984). Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 3. pp. 331-345.