

Fundações de Torres Eólicas- Estudo de Caso

Faria, P. O.

Geonumerics Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil, pfaria@geonumerics.com.br

Noronha, M.

UFSC, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil, marcos.noronha@ufsc.br

Resumo: O presente trabalho apresenta o estudo de caso da análise geotécnica-estrutural das fundações de um parque eólico no Rio Grande do Sul com 10 torres. Para tanto, são considerados os critérios-base dos Estados Limite Último, Estado Limite de Serviço e Estado Limite de Fadiga. Em todos os casos, a análise observa as normas técnicas vigentes no Brasil, no caso a NBR-6118 e a NBR-6122, e também as especificações técnicas do fabricante das torres eólicas e ainda as normas Europeias Eurocode 2, Eurocode 3 e Eurocode 7 e CEB-FIP 1990. A primeira análise apresentada corresponde ao estudo da geologia do local, seguido do cálculo geotécnico para avaliar o comprimento das estacas de cada base. Por fim, o estudo utilizou um modelo 3D e o método dos elementos finitos para realizar verificações com alta precisão.

Abstract: This article presents the case study of the geotechnical/structural and design aspects of the foundations of a wind farm in Rio Grande do Sul State, Brazil. The study has focused especially on the most critical issues of Ultimate Limit State, Serviceability Limit State and Fatigue Limit State for the concrete piles. In order to provide reliable results based on updated calculation procedures, the study was based on the well-established Brazilian Norms NBR-6118 and NBR-6122, the European Norms Eurocode 2, Eurocode 3 and Eurocode 7 and CEB-FIP Model Code 1990, also considering the requirements and technical specifications from the manufacturer. Besides simplified procedures, the calculation herein presented has also considered a 3D FEM model to produce more accurate results.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil tem uma necessidade primária de aumentar seu potencial elétrico e atualmente oferece grandes possibilidades para a energia eólica, pois há regiões no País com considerável densidade de ventos. De fato, a energia gerada por torres eólicas vem se consolidando no Brasil como uma alternativa viável e complementar à energia das usinas hidrelétricas. Ainda, a capacidade tecnológica das empresas produtoras de turbinas tem crescido muito nas últimas décadas, sendo que muitas delas se instalaram no Brasil, o que demonstra o reconhecimento do nosso potencial eólico.

Turbinas eólicas produzem energia somente em reposta a uma fonte imediatamente disponível. Não é possível armazenar o vento para usá-lo mais tarde, como acontece nos reservatórios de água das hidrelétricas. Desta forma, a geração de energia é flutuante e deve-se levar em conta a variabilidade do sistema, Manwell, J.F. et.al. (2009). Esta peculiaridade requer soluções específicas para o projeto e o dimensionamento das fundações de torres eólicas.

O presente trabalho discute os principais aspectos técnicos e práticos envolvidos no projeto de fundações de torres eólicas *onshore*, apresentando um estudo de caso de um Parque Eólico situado no Rio Grande do Sul (aqui denominado UERS). Além de apresentar as análises geológicas, geotécnicas e estruturais, o estudo de caso também contempla a condição de fadiga das fundações.

2 FUNDAÇÕES

Em geral, as torres eólicas são suportadas no terreno por um bloco circular de concreto que transfere as cargas para o subsolo. Devido às cargas elevadas que deve suportar e transmitir ao terreno, normalmente estes blocos possuem diâmetro de grandes dimensões, podendo atingir valores superiores a 20 m. Tipicamente, as cargas que atuam no topo deste bloco são devidas ao peso próprio da torre, ao momento fletor de engastamento e à força cortante causada pelo empuxo do vento na torre e no aerogerador. Além disto, deve-se considerar cargas de sub-pressão no bloco caso o mesmo situe-se abaixo do nível do lençol freático.

Como é usual em outras obras geotécnicas, as condições do solo (como será discutido no próximo item) no local de instalação das torres eólicas são determinantes para a escolha do tipo de fundação, que poderá ser rasa ou profunda. As fundações rasas somente são escolhidas quando o perfil do solo possuir alta capacidade de suporte ou for encontrada rocha resistente a uma pequena profundidade. Do contrário, caso o perfil do solo apresente baixa capacidade ou for encontrado camadas de solo mole a profundidades dentro da zona de influência abaixo do bloco de fundação, deve-se adotar soluções com estacas profundas. Em ambos os tipos de fundação é fundamental o conhecimento da posição do nível de água no subsolo.

Após a escolha da fundação, os seguintes tópicos devem ser estudados para garantir a segurança da obra:

- Capacidade de suporte para a estabilidade da estrutura;
- Recalques imediatos, diferenciais e de adensamento;
- Rigidez da fundação;
- Efeitos de deterioração no concreto por fissuramento, trincas, ataques químicos, etc.;
- Perda de capacidade de suporte ao longo do tempo, pois a fundação será sujeita a carregamento cíclico e ao efeito de fadiga.

Uma das metodologias mais utilizadas para realizar os estudos supracitados baseia-se na análise dos Estados-Limite. Usualmente, o projeto de fundações considera os casos dos Estados Limite Último (ELU, requisitos de segurança em relação à situação de colapso) e dos Estados Limite de Serviço (ELS, requisitos funcionais em relação a durabilidade, recalques, etc.).

No caso das fundações das torres eólicas, o estudo da condição de segurança deve considerar o caso particular do Estado Limite à Fadiga (ELF).

Por sua vez, os cálculos a serem realizados nas análises dos ELU, ELS e ELF envolvem ferramentas usuais de projeto de engenharia como Métodos de Equilíbrio-Limite, fórmulas analíticas e empíricas, e Métodos Numéricos como o Método dos Elementos Finitos.

Por fim, após a execução das fundações também devem ser realizadas medições para verificação do comportamento real das mesmas em relação às estimativas do projeto. Assim, devem ser realizadas campanhas de provas de carga e programas de monitoramento.

No Brasil, a segurança das fundações está sujeita à norma NBR-6122 (ABNT, 2010) que trata dos critérios e padrões para a investigação geotécnica, o projeto e a execução de fundações, e o desempenho e monitoramento das mesmas.

De forma complementar, as fabricantes de torres eólicas também apresentam especificações técnicas com critérios diferenciados (normalmente mais restritivos que os da NBR-6122). Estas últimas podem ser requisitadas para os projetos executados no Brasil, desde que também atendam integralmente às condições da NBR-6122.

3 INVESTIGAÇÃO DO SOLO

As investigações do solo devem fornecer informações detalhadas para o projeto na locação específica das torres eólicas.

Estas investigações devem compreender:

- Estudos geológicos baseados na história geológica do local e ensaios com extração do material para a confecção de perfis geológicos;
- Investigação geotécnica com retirada de amostras para ensaios de laboratório e ensaios *in situ* para a descrição e classificação do solo, definição de parâmetros de resistência e rigidez do solo.

De forma complementar, as investigações podem ser aprofundadas por:

- Laudo geofísico para informações localizadas, objetivando um completo entendimento da estratigrafia do solo.

Em projetos de parques eólicos, normalmente tem-se uma distribuição de torres ao longo de alinhamentos aproximadamente retos. Além disto, as torres possuem um afastamento relativamente grande umas das outras. Desta forma, fazem-se necessárias investigações geotécnicas para cada locação das torres. A prática mais comum considera a realização de sondagens do tipo SPT ou CPT para cada uma das fundações. Os esquemas de distribuição mais utilizados para os pontos de sondagens são:

- 2 pontos de sondagem no perímetro externo da fundação, no diâmetro orientado segundo o alinhamento das torres;
- 3 pontos sondagem, sendo 2 no perímetro externo e uma no centro da fundação, orientados no alinhamento das torres;
- 3 pontos de sondagem uniformemente distribuídos ao longo do perímetro externo da fundação (em ângulos de 120°).

Dentre as 3 distribuições supracitadas, as duas primeiras são mais limitadas, pois fornecem uma estimativa do perfil geológico apenas em um plano.

Neste caso, a orientação das camadas de solo fora deste plano fica indeterminada. Assim, a terceira alternativa destaca-se como sendo mais vantajosa, pois permite esboçar uma estimativa da orientação tridimensional e da heterogeneidade das camadas que compõe o perfil geológico sob a fundação.

4 CARGAS ATUANTES

As cargas atuantes na fundação basicamente resultam de dois efeitos: carga vertical devido ao peso próprio das estruturas (da torre e do aerogerador) e cargas de momento fletor, momento torçor (torque) e força cortante; todas devidas à ação do vento e transmitidas pela torre ao topo da fundação. Estas cargas devem ser adequadamente combinadas para gerar as situações críticas de projeto, resultando nos seguintes casos de carga:

- Peso da torre (operação normal) e ventos em condições normais;
- Peso da torre (operação normal) e ventos em condições extremas;
- Desligamento/Acionamento do aerogerador;
- Espectro de carregamento correspondente ao efeito dinâmico/oscilatório do vento (cargas de fadiga).

Em todos estes casos, o efeito de subpressão (empuxo para cima na base da fundação quando imersa no lençol freático) deve ser considerado na condição mais desfavorável à segurança.

Para efeitos de projeto, os casos de carga mais representativos são apresentados em tabelas contendo os valores característicos e também os valores de projeto, com coeficientes de majoração e minoração para gerar as condições mais críticas possíveis. Enquanto as cargas de projeto são utilizadas para a análise do ELU, as cargas características são mais úteis para as verificações em situações do ELS.

Por sua vez, as cargas de fadiga normalmente são apresentadas em uma tabela com faixas de número de ciclos (tipicamente entre 10^3 e 10^9) para um determinado período de vida útil (pelo menos 20 anos). Este espectro de carregamento é considerado na situação do ELF, que considera o acúmulo dos danos relativos a todas as faixas de ciclos.

Em contrapartida, a análise dinâmica com a consideração explícita de carregamentos dinâmicos temporais normalmente não é necessária. De fato, a resposta dinâmica da fundação e os possíveis efeitos de ressonância são desprezíveis, já que as frequências naturais de vibração da torre e da fundação situam-se em faixas bastante separadas. Normalmente, a verificação da rigidez da fundação é suficiente para substituir a análise dinâmica.

5 PROJETO DA FUNDAÇÃO DA TORRE

Com base nos estudos geotécnicos e geológicos, nas ações sobre a fundação, e nos critérios e recomendações da NBR-6122 e das especificações técnicas impostas, o projeto de fundações deve procurar garantir a estabilidade e segurança da estrutura, da fundação e do terreno atendo as condições dos estados ELU, ELS e ELF.

No caso do ELU, os seguintes aspectos devem ser considerados no projeto:

- Dimensionamento estrutural do bloco de concreto armado;
- Verificação da capacidade de carga do terreno sob condições de compressão e eventual tração;
- Dimensionamento estrutural das estacas (flexo-compressão e cisalhamento) e das suas conexões (ligações soldadas) entre segmentos e com o bloco de fundação;
- Verificação da capacidade de carga das estacas (fundações profundas) sob condições de compressão e eventual tração (arrancamento).

Nos cálculos, as cargas de projeto devem ser majoradas ou minoradas com coeficientes pré-estabelecidos para os casos de carga mais críticos.

Já no caso da análise do ELS, normalmente são utilizadas as cargas características para a verificação dos seguintes aspectos:

- Recalques totais;
- Recalques diferenciais e máxima inclinação da base da fundação;
- Rigidez rotacional (balanço) relativa entre linha de base da fundação e o solo;
- Abertura de fissura no concreto;
- Qualidade do concreto de cobrimento de acordo com a classe de agressividade ambiental.

Por fim, no caso da análise do ELF utiliza-se o espectro de carga de fadiga e a regra de danos de Palmgren-Miner para determinar o acúmulo de dano nos seguintes elementos:

- Concreto e barras de aço das estacas;
- Solda entre segmentos de estacas;
- Região da conexão fundação-estaca.

As fabricantes de torres e as empresas de seguro costumam exigir o tempo de vida útil de 20 anos como base do cálculo da fadiga.

Além de serem mais críticos, os casos de análise do ELU envolvem fatores de segurança maiores que 2, o que normalmente conduz ao dimensionamento próximo da situação definitiva para o projeto. No entanto, as verificações dos casos de ELS e ELF podem exigir algum ajuste de acréscimo no dimensionamento obtido pelo ELU.

Uma combinação de métodos de análise deve ser utilizada para determinar todos os aspectos de projeto supracitados. Assim, o desenvolvimento do projeto requer métodos baseados em fórmulas analíticas e empíricas (dimensionamento de concreto armado e da solda) e também os métodos numéricos mais sofisticados (determinação precisa dos esforços sobre todos os elementos da fundação). Atualmente a análise com modelos tridimensionais de elementos finitos destaca-se como uma ferramenta que permite obter resultados com maior grau de precisão, resultando em projetos mais seguros, econômicos e arrojados.

6 UERS: GEOLOGIA LOCAL

A partir deste item, apresenta-se o estudo de caso da Usina Eólica no Rio Grande do Sul (UERS) na cidade de Osório com 10 torres alinhadas. Este parque foi construído entre 2011 e 2012.

Para o estudo da geologia local foram realizados 3 furos de sondagem por base, sendo 2 ensaios SPT (Standard Penetration Test) no perímetro externo e 1 ensaio CPT (Cone Penetration Test) no centro da fundação. Conforme discutido no item 3, este esquema de distribuição permite obter um perfil geológico apenas em um plano orientado segundo o alinhamento das torres;

Os ensaios SPT consistem na determinação do perfil do subsolo e na identificação tátil-visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador padrão. O material coletado é classificado por meio da combinação da descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência à penetração, Schnaid (2000).

No ensaio CPT, medem-se as grandezas de resistência de ponta e do atrito lateral resultantes da cravação da ponteira cônica, ambas utilizadas para a classificação do solo. Os estados de tensões e deformações gerados no solo devido à cravação do cone permitem usar hipóteses simplificadoras e correlações para a determinação dos parâmetros dos materiais, Schnaid & Odebrecht, (2012).

No sítio de locação do parque UERS foram executadas 20 sondagens SPT (UERS-01 a UERS-10, com índices A e B). Os furos foram executados ao longo dos aerogeradores com separação entre as sondagens de 18 m, sendo a distância entre aerogeradores de 150 m. Com os furos de sondagem sobre um alinhamento reto (v. item 3), somente foi possível considerar camadas geológicas horizontais nos modelos de cálculo. Para fornecer uma análise de projeto mais confortável, esta simplificação foi compensada pela minoração (50%) dos parâmetros do solo nas camadas superiores (primeiros 10 m).

Os depósitos observados indicaram a ocorrência de mecanismos de regressão/transgressão marinha, sendo constituídos por areias quartzosas finas, intercaladas por camadas de argilas, muitas vezes com fragmentos de conchas. Ocorreram também variações litológicas, classificadas nas sondagens como areias com pouca argila e argilas com areia fina. A distinção entre esses termos pode ser avaliada pela resistência à penetração SPT.

O perfil do material encontrado na sondagem de em uma das fundações pode ser visto na Figura 1.

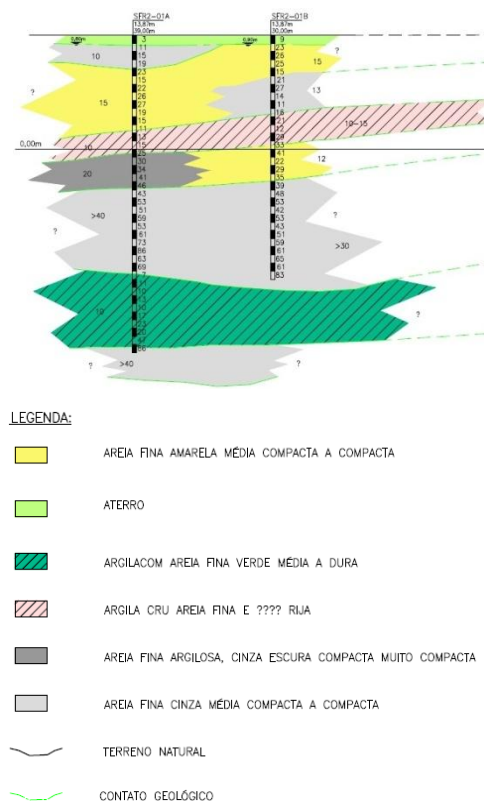


Figura 1: Sondagens SPT na base UERS-01 (A e B).

As conclusões sobre os materiais encontrados são as seguintes:

- Areia fina amarela, medianamente compactada a compactada, apresentando resistência avaliada como entre 10 e 20 golpes do martelo do SPT;
- Areia fina cinza medianamente a muito compactada (com variações de cinza claro, escuro e preto). A resistência na superfície é de 10 a 25 golpes SPT. Com o aumento da profundidade há um correspondente acréscimo de resistência, passando a mais de 30 golpes SPT. Na cota aproximada de -15 m, tem-se material extremamente compactado, tratando-se de uma possível camada de rocha arenítica.
- Argila com areia fina, muitas vezes com vestígios de conchas. Até a profundidade

média de 15 m, a resistência desse material é da ordem de 8 a 15 golpes SPT. Em maiores profundidades a argila se torna rija necessitando em média de 30 golpes para prosseguir nos últimos 30 cm do tubo.

-Areia fina com pouca argila, normalmente compacta a muito compacta, com resistência ao SPT de 8 a 20 golpes.

-Argila com areia fina verde (ou também classificada como de cores variegadas), media a dura, com valores de SPT variando de 12 a 25 quando próximo da superfície e da ordem de 30 golpes quando em maiores profundidades.

7 UERS: CÁLCULO GEOTÉCNICO

Para a caracterização do terreno de fundação foram consultados os resultados das investigações geotécnicas realizadas no sítio em questão.

Com base nos resultados das sondagens em cada base, fez-se a análise da capacidade de suporte do conjunto estaca-solo, de forma a estimar o comprimento mínimo das estacas de fundação e sua capacidade de suporte.

Os resultados das sondagens demonstram que na área de implantação do parque UERS, cujo projeto contempla 10 (dez) aerogeradores, o terreno possui uma espessa camada de areia fina, com veios de misturas de areia e argila, com resistência elevada ($N_{spt} > 30$ golpes) ou ($q_c > 15$ MPa). Esta camada arenosa oferece uma elevada mobilização de resistência ao conjunto estaca-solo, tanto na parcela de ponta como de atrito lateral ao longo do fuste.

Para efeito de determinação da capacidade de suporte das estacas cravadas, a análise baseou-se em métodos semi-empíricos de cálculo, considerando os resultados das sondagens realizadas em cada área de implantação do aerogerador. A seguir, apresentam-se os procedimentos de cálculo realizados.

7.1 Análise da Capacidade Suporte das Estacas

Para efeito de determinação da capacidade de suporte das estacas cravadas, tipo SCAC, com diâmetro de 0,50 m, foram utilizados os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978). Estas duas alternativas são consideradas como métodos semi-empíricos, baseados na correlação com a resistência do solo medida por meio de sondagens de campo, cuja comprovação se deu por resultados de provas de carga. Esses dois métodos são os mais empregados para o dimensionamento de estacas cravadas no Brasil.

Cabe ressaltar que tanto a NBR 6122:2010 quanto o Eurocode 7 – Geotechnical Design não estabelecem os métodos de cálculo da capacidade de suporte, mas sim os tipos de verificações a serem atendidas e seus respectivos fatores de segurança.

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação tanto pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e quanto pelas tensões normais geradas na sua ponta. A carga última ou de ruptura do conjunto estaca-solo (Q_{ult}) é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral (Q_{atrito}) e pela ponta (Q_{ponta}), ou seja:

$$Q_{ult} = Q_{ponta} + Q_{atrito} . \quad (1)$$

Designando-se por q_p e q_s as tensões limites de cisalhamento normal na ponta da estaca e ao longo do fuste, respectivamente, e A_p e A_s as áreas da seção transversal da estaca e a área lateral do fuste da estaca, respectivamente, tem-se:

$$Q_{ult} = Q_{ponta} + Q_{atrito} = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s . \quad (2)$$

Para determinação da carga admissível das estacas ou capacidade de suporte de trabalho (Q_{adm}), aplica-se o fator de segurança global recomendado pela NBR 6122:2010, isto é, $FS = 2,0$ para estacas.

Para a determinação das parcelas mobilizadas de resistência na ponta da estaca (q_p) e de atrito lateral (q_s) são empregados os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), conforme descritos a seguir.

7.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (q_p) quanto à de atrito lateral (q_s) são avaliadas em função da tensão de ponta do ensaio de penetração do cone (q_c) do CPT. No caso de sondagens com SPT, pode-se utilizar uma correlação similar à da Eq. (5). Para se levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o equipamento do cone são utilizados os coeficientes F_1 e F_2 , conforme as equações a seguir:

$$q_{ponta} = q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (3)$$

$$q_{atrito} = q_s = \frac{q_c}{F_2} . \quad (4)$$

Para estacas cravadas, o método recomenda utilizar $F_1 = 1,75$ e $F_2 = 3,50$. Já o parâmetro α

depende do tipo de solo. Os autores sugerem os valores apresentados na Tabela 1.

Tipo de Solo	α (%)
Areia	1,4
Areia siltosa	2,0
Areia argilosa	3,0
Silte	3,0
Silte arenoso	2,2
Silte argiloso	3,4
Argila	6,0
Argila arenosa	2,4
Argila siltosa	4,0

7.1.2 Método Decourt e Quaresma (1978)

Esse método, originalmente previsto para estacas de deslocamento, utiliza para a determinação da capacidade de carga das estacas os valores do SPT e apresenta as seguintes características, Velloso, D.A. e Lopes, F.F. (2002):

- Resistência de Ponta

Toma-se como valor de N a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e imediatamente posterior. A resistência de ponta é dada por:

$$q_{p,ult} = CN$$

Em que C é dado pela Tabela 2.

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte arenoso	25
Silte argiloso	20
Argila	12

- Atrito Lateral

Consideram-se os valores de SPT ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de ponta sem levar em conta o tipo do solo. O atrito médio ao longo do fuste é calculado pela média dos SPT e retirado da Tabela 3:

N (médio ao longo do fuste)	Atrito Lateral (tf/m ²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

7.1.3 Considerações de Carregamento

A fabricante dos aerogeradores do parque UERS apresentou critérios de projeto particulares para a determinação da capacidade de suporte da fundação em estacas.

Para efeitos de dimensionamento preliminar esta especificação estabelecer valores de carregamento nas estacas, conforme a Tabela 4 apresenta. Estes valores são referentes ao uso de 30 (trinta) estacas cravadas por base, com diâmetro $\phi = 50$ cm.

Tipo de carregamento	ΣFd (kN)
Compressão	1774
Tração	310

7.1.4 Resultados de Cálculo

Na Tabela 5 são apresentados, de forma compilada, os resultados dos cálculos de previsão da capacidade de suporte do conjunto estaca-solo para os aerogeradores do parque UERS. No caso, o comprimento mínimo das estacas (L_{min}) foi escolhido como o caso mais crítico do resultado entre os métodos Aoki/Veloso e Decourt/Quaresma.

Fundação	L_{min} Estaca (m)	Carga Ruptura (kN)	Carga Admis. (kN)
UERS -1	18,0	4090	2045
UERS -2	23,0	4090	2045
UERS -3	19,0	4140	2070
UERS -4	17,0	3660	1830
UERS -5	18,0	3680	1840
UERS -6	19,0	3710	1855
UERS -7	19,0	3660	1830
UERS -8	20,0	4230	2115
UERS -9	19,0	4550	2275
UERS -10	19,0	4440	2220

Cabe destacar que a real mobilização da capacidade de carga de estacas de deslocamento ou cravadas é obtida através da interação estaca-solo. Logo, o próprio processo de cravação das estacas tem papel fundamental para garantir a mobilização requerida em projeto.

Sistemas de controle de cravação, tipo repique e nega, além das planilhas de cravação, são fundamentais para a verificação da mobilização de carga requerida na fundação em estacas cravadas.

Os comprimentos de estacas apresentados são valores mínimos. Podem ocorrer variações no campo em decorrência da heterogeneidade do solo e da energia de cravação.

Os valores de carga de ruptura e admissível apresentados na tabela 4 atendem os critérios de carregamento apresentados pela Contratante, ou seja, 1774 kN de compressão e 310 kN de tração em cada estaca.

8 UERS: CARGAS E GEOMETRIA

Quanto às estacas, foi considerada a distribuição circunferencial de 30 estacas, sendo 20 estacas com inclinação de 4.5:1 (para fora) e 10 estacas com inclinação 7:1 (para dentro), conforme as Figuras 2 e 3 ilustram. A conexão entre as estacas e a fundação foi considerada com o comprimento de superposição de 1 m (Fig. 3).

As estacas são do tipo “SCAC especial” de concreto centrifugado, com seção circular vazada com 50 cm de diâmetro externo e 9 cm de espessura. A armadura longitudinal tem 9 barras de aço CA-50 com 16 mm de diâmetro. Já o comprimento das estacas varia para cada base (Tab. 4).

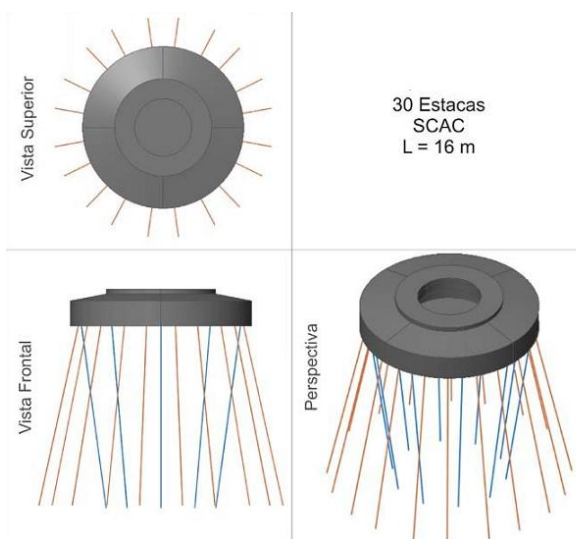


Figura 2: Visão geral da distribuição das estacas.

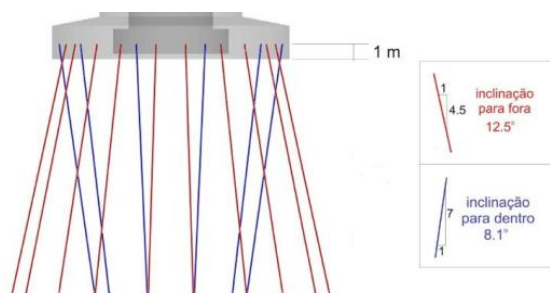


Figura 3: Distribuição com 30 estacas inclinadas.

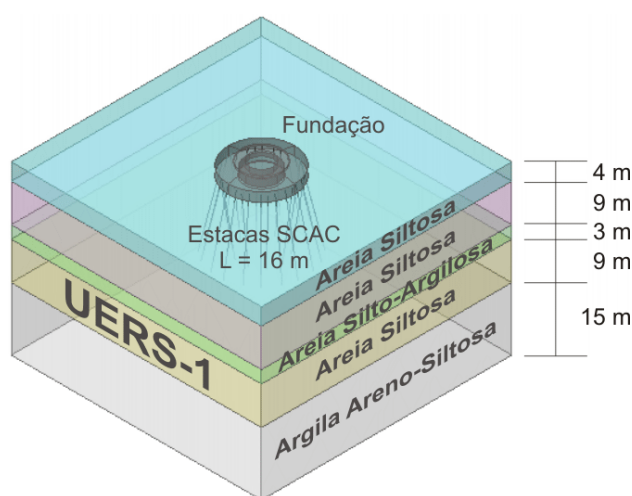
9 UERS: PARÂMETROS DOS MATERIAIS

9.1 Materiais Geotécnicos

Os parâmetros dos materiais (Fig. 4) foram baseados nos ensaios de SPT e CPT fornecidos pela empresa de sondagem do parque UERS e pelas

regras de correlação propostas por Aoki/Velloso, Decourt/Quaresma. Em particular, o módulo de elasticidade das camadas de solo foi obtido através das regras de correlação propostas por Teixeira & Godoy (1996), que também complementaram a obtenção dos parâmetros de coeficiente de Poisson, coesão e ângulo de atrito interno. O presente estudo considerou a base UERS-1 como o caso representativo, com estacas de 16 m de comprimento (Fig. 4).

Com o objetivo de incorporar os efeitos de alteração e degradação (induzida e natural) do solo mais superficial, foi considerada uma minoração (50%) nas propriedades geomecânicas da camada de 4 m iniciais, também em concordância com os resultados dos ensaios de SPT e CPT.



	E (MPa)	ν	c (KPa)	Φ	γ (kN/m ³)
Areia Siltosa	10	0.25	5	20°	18
Areia Siltosa	45	0.25	5	30°	18
Areia Silt-Argil.	48	0.3	10	35°	19
Areia Siltosa	70	0.25	5	30°	18
Argila Are-Silt.	30	0.35	15	25°	18

Figura 4: Parâmetros geotécnicos da base UERS-1.

9.2 Parâmetros do Concreto e Aço

Os parâmetros do concreto e das barras de aço das estacas foram obtidos das especificações do fornecedor para o parque UERS. No caso, as estacas foram confeccionadas com concreto centrifugado de $f_{ck} = 30$ MPa e armadura com aço CA-50 (Fig. 5).

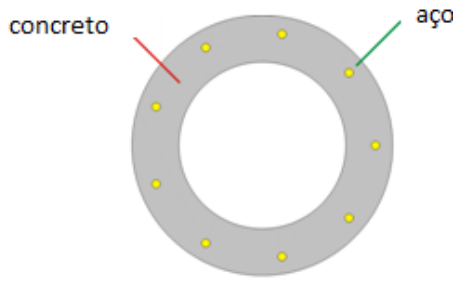


Figura 5: Seção de concreto armado de uma estaca.

O comportamento estrutural destes materiais foi baseado em modelos clássicos das normas Brasileira (NBR 6118/2003) e Europeia (Eurocode 2). Assim, o concreto foi caracterizado pelo modelo “parábola-retângulo”, com resistência à tração nula (Fig. 6).

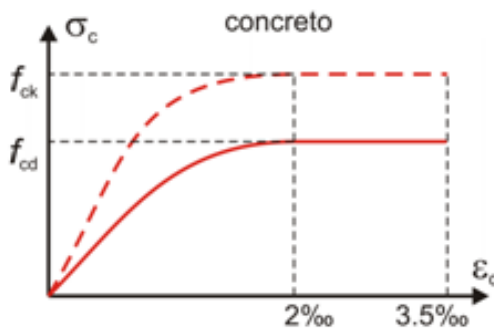


Figura 6: Relação σ - ϵ para o concreto.

Já o comportamento do aço foi caracterizado pelo modelo elástico linear, com patamar de escoamento horizontal e resistência igual tanto à tração quanto à compressão (Fig. 7).

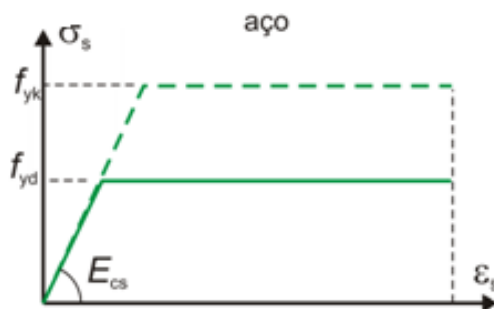


Figura 7: Relação σ - ϵ para o aço.

A verificação estrutural do concreto das estacas seguiu as recomendações da norma Brasileira NBR-6118. O caso mais elaborado da verificação da fadiga foi realizado segundo as normas Brasileira e Europeia e as especificações da fabricante da torre.

10 UERS: MODELO 3D NO MEF

Com o objetivo de obter uma representação precisa do comportamento da interação fundação-estacas-solo, foi elaborado um modelo tridimensional (3D) em elementos finitos através do programa MIDAS GTS. Este modelo permite a representação integral do sistema, considerando tanto os efeitos globais e locais quanto a interação entre as suas partes com um grau de aproximação muito alto. Assim, tem-se a possibilidade de realizar verificações geotécnico-estruturais tanto para o ELU quanto para o ELS.

No presente estudo, para elaborar o modelo de elementos finitos considerou-se a geometria descrita anteriormente no item 8. A Figura 8 ilustra a malha de elementos finitos obtida, com cerca de 8.000 elementos. O modelo discretizado utiliza elementos sólidos para representar as camadas de solo e a fundação. Por sua vez, elementos de viga e de interface são utilizados para representar as estacas e a interação entre as mesmas e o solo.

As 5 camadas de solo foram consideradas como horizontais (devido ao alinhamento dos furos de sondagem), com as propriedades indicadas no item 9.1 e com comportamento não-linear, governado pelo critério de Mohr-Coulomb. A caixa envoltória que limita o modelo (60 m x 60 m x 40 m) possui um afastamento da fundação de uma distância 50% maior que o diâmetro da fundação. Assim, garante-se um volume com grau de liberdade suficiente para o estudo da interação fundação-estacas-solo e ainda com baixos níveis de interferência do contorno. Por sua vez, as condições de contorno impostas limitaram os deslocamentos verticais da base e os deslocamentos horizontais das faces laterais.

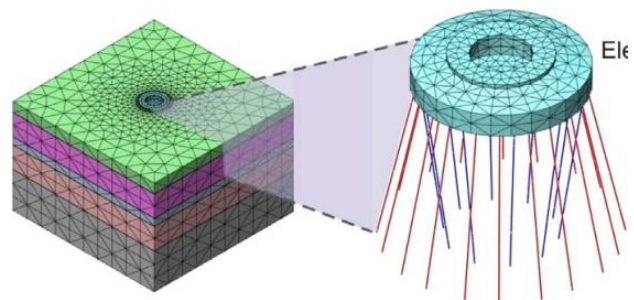


Figura 8: Modelo 3D com elementos finitos.

A interação entre as estacas e o solo foi incorporada no modelo com elementos de interface sofisticados, permitindo a representação da resistência de ponta, do atrito lateral e do empuxo transversal do solo nas estacas. Já a interação entre a estaca e a fundação é considerada através de um comprimento de transpasso de 1m (Fig. 3), permitindo a transferência de forças e momentos para o topo da estaca. Assim, o comprimento total

das estacas é de 17 m, sendo que 1m das mesmas estão incorporadas no bloco da fundação.

As cargas provenientes da torre e do aerogerador são aplicadas no centro do topo da fundação através de forças e cargas-momento (Fig. 9) de acordo com os valores fornecidos pela fabricante da torre. Considera-se também o peso-próprio tanto da fundação como das camadas de solo. Nos casos que incorporam o efeito do nível da água, as cargas de subpressão foram consideradas de forma explícita com a aplicação do empuxo na base da fundação.

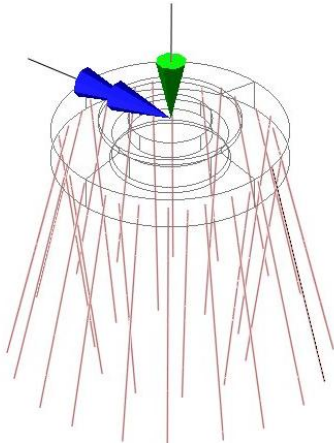


Figura 9: Cargas aplicadas no topo da fundação.

11UERS: VERIFICAÇÃO ELU e ELS

O objetivo inicial da presente análise em elementos finitos tridimensionais é verificar a capacidade de carga das estacas e sua resistência estrutural no estado limite último (ELU). Além disto, estes resultados são importantes para calibrar o modelo tridimensional, permitindo uma maior confiabilidade na verificação do efeito de fadiga nas estacas considerada posteriormente (ELF) no próximo item.

O caso representativo considerado para a esta verificação baseou-se nas cargas de projeto fornecidas pela fabricante (Fig. 10). A situação extrema é a do caso de carregamento DLC 1.1 em duas situações (Fig. 10). A primeira delas não leva em consideração o efeito da subpressão, resultando na situação de máxima compressão das estacas. Já a segunda situação considera a subpressão e o consequente efeito de tração nas estacas (Fig. 11).

Cargas no topo da fundação										
Load Case	γ_{aero} [-]	γ_{mass} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
DLC 1.1	1,35	1,35	642	-732	973	-12200	73411	11286	74273	-3940
DLC 1.1	1,35	1,00	642	-732	973	-9273	73411	11676	74333	-3940
DLC 6.2	1,00	1,00	118	806	815	-9330	60304	-7053	60715	-3260
DLC 1.0	1,00	1,00	-	-	515	-9300	-	-	39713	-
DLC 1.0*	1,00	1,00	-	-	354	-9300	-	-	31713	-
DLC 1.1	1,00	1,00	453	532	698	-9300	53786	8238	54413	-3260
DLC 1.12/5.2	1,00	1,00	191	39	195	-9430	770	13100	13200	-258

Cargas na base da fundação						
Load case	$(\gamma_{aero}/\gamma_{mass})$	F_{xy} [kN]	F_z [kN] without buoyancy	F_z [kN] with buoyancy	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
DLC 1.1	(1.10/1.00)	973	-	-14336	77474	-3940
DLC 1.1	(1.10/1.35)	973	-28607	-	77474	-3940

Figura 10: DLC 1.1 – Carregamento extremo.

Cargas no topo das estacas

Load case DLC 1.1	$(\gamma_{aero}/\gamma_{mass})$	F_{Gd} [kN] without buoyancy	F_{Gd} [kN] with buoyancy	F_{Gd} [kN]	ΣF_d [kN]
Compression	(1.10/1.35)	-969	-	805	-1774
Tension	(1.10/1.00)	-	-495	805	310

Figura 11: Cargas nas estacas para DLC 1.1.

11.1 Caso DLC 1.1 sem Subpressão

Os resultados para o caso de carga DLC 1.1 foram obtidos na análise do modelo tridimensional gerado com os carregamentos especificados pela fabricante (Fig. 10). A aplicação desses carregamentos (forças e cargas-momento) foi considerada no topo da fundação (Fig. 12).

A análise indicou que os máximos valores dos esforços normais (-1753 kN, Fig. 13) e dos momentos fletores (73 kN.m, Fig. 14) no topo das estacas ficaram em boa concordância com os valores fornecidos pela fabricante (-1774 kN e 74.2 kN.m).

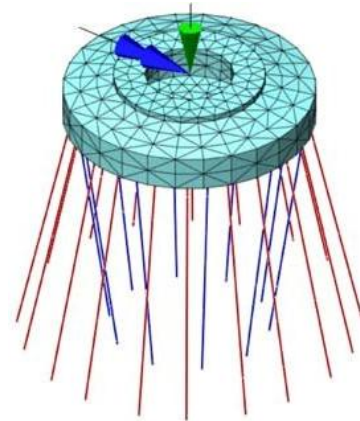


Figura 12: DLC 1.1 sem subpressão

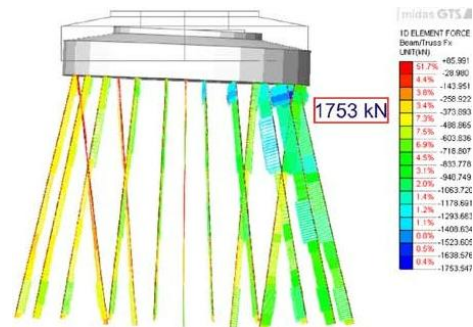


Figura 13: Esforços Normais nas Estacas

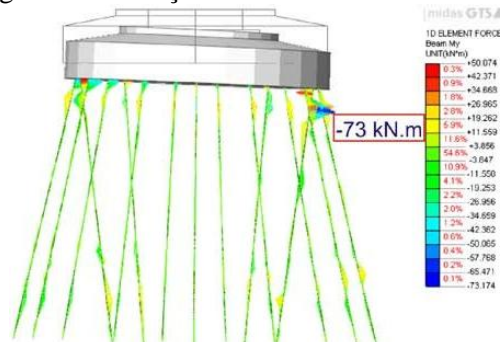


Figura 14: Momentos Fletores nas Estacas.

Como a Figura 15 ilustra, a verificação da capacidade de resistência das estacas no diagrama de interação P-My-Mz indicou que no ELU a estaca mais solicitada (inclinada para fora) trabalha com 79.7% da sua capacidade máxima, satisfazendo portanto a condição de segurança no ELU.

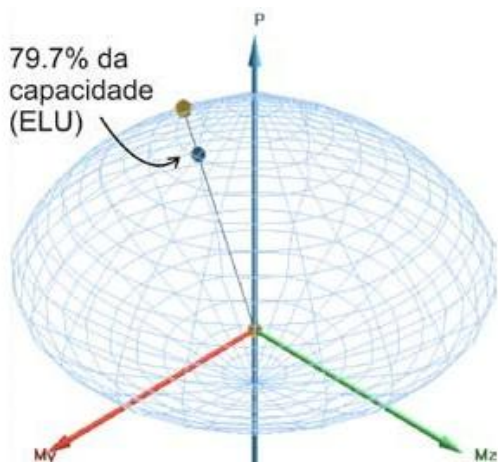


Figura 15: Diagrama de interação P-My-Mz.

Quanto ao Estado Limite de Serviço (ELS), a análise dos deslocamentos indicou que os recalques diferenciais ao longo do diâmetro da fundação foram da ordem de 11 mm (Fig. 16), abaixo dos 40 mm exigidos pela fabricante da torre. Como o material é predominantemente arenoso, o efeito do adensamento lento não é relevante, não necessitando assim uma análise específica para este efeito.

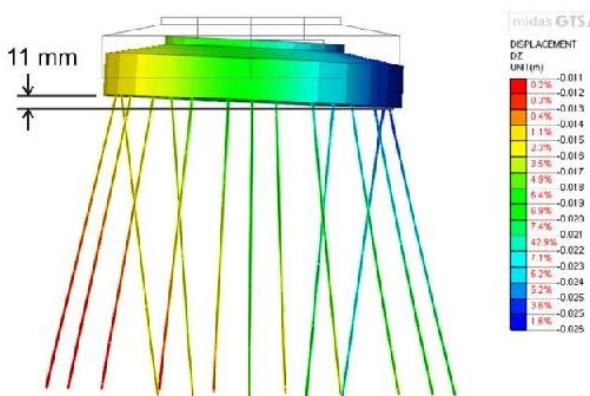


Figura 16: Recalque diferencial da fundação.

A análise deste caso de carga extremo também permitiu verificar a questão da abertura de fissuras nas estacas. Verificou-se que o nível de tensões nas estacas é baixo, o que permitiu realizar a verificação de acordo com o item 17.3.3.3 da NBR 6118. De acordo com esta norma, para um nível de tensão de até 280 MPa (barra $\phi 16\text{mm}$) e espaçamento máximo de 15 cm, tem-se que a abertura máxima esperada para o concreto armado é menor que 0,3 mm. No caso, os parâmetros de tensão e espaçamento

situam-se abaixo dos patamares máximos, garantindo a limitação da abertura de fissura.

Por fim, verificou-se que a região dos 3 m abaixo da fundação provoca momentos fletores relevantes nas estacas. Assim, a recomendação é de que as conexões com solda fiquem além desta região.

11.2 Caso DLC 1.1 com Subpressão

Os resultados para o caso de carga DLC 1.1 com subpressão foram obtidos pela aplicação no modelo 3D de elementos finitos das forças e momentos no topo da fundação e do empuxo na base da fundação (Fig. 17).

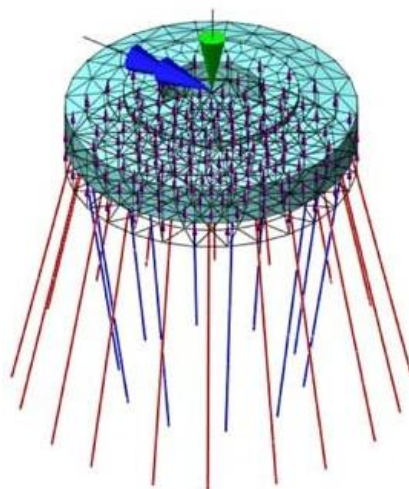


Figura 17: DLC 1.1 com subpressão.

Neste caso, pode ocorrer tracionamento de algumas estacas devido ao empuxo hidrostático e consequente alívio das cargas verticais. Porém, a análise realizada indicou que a tendência ao arrancamento não é relevante, pois a força de tração é relativamente baixa (301 kN). Na verdade, a análise geotécnica feita anteriormente (métodos Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma) mostrou que uma estaca com comprimento de apenas 7 m seria suficiente para resistir ao arrancamento. Além disto, a análise tridimensional indicou que, apesar do surgimento de estacas tracionadas, os níveis de tensão observados nas estacas são inferiores ao do caso sem subpressão (item 11.1). Desta forma, tem-se que as verificações geotécnico-estruturais das estacas atendem aos critérios de segurança e de serviço da estrutura.

Assim como no caso anterior, verificou-se que o esforço normal máximo de tração (301 kN) (Fig. 18) ficou em boa concordância com o valor fornecido pela fabricante da torre (310 kN).

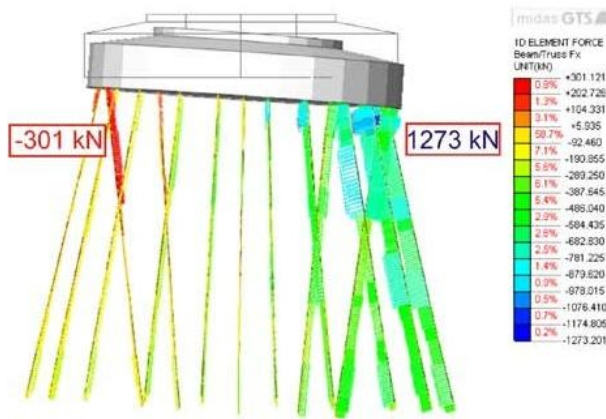


Figura 18: Esforços Normais nas Estacas.

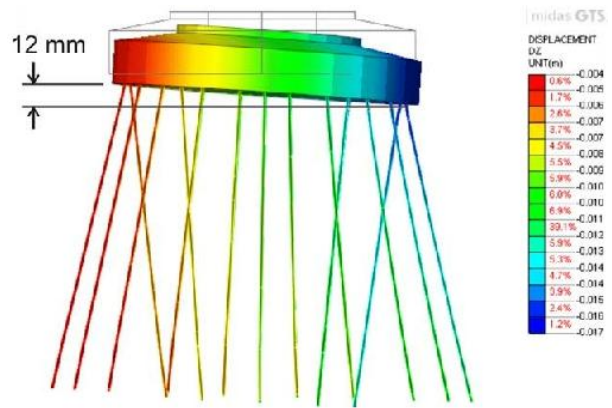


Figura 21: Recalque diferencial da fundação.

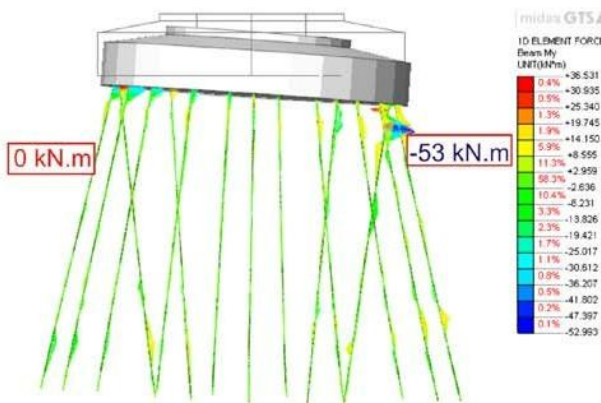


Figura 19: Momentos Fletores nas Estacas.

Como a Fig. 20 ilustra, a verificação da capacidade de resistência das estacas no diagrama de interação P-My-Mz (dois casos extremos foram considerados) indicou que no ELU a estaca mais solicitada (inclinada para dentro) trabalha com 61% da sua capacidade máxima.

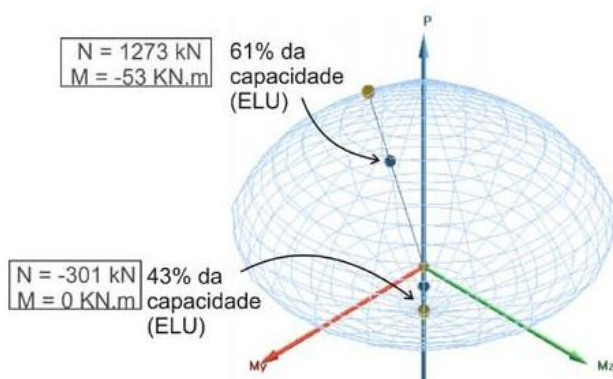


Figura 20: Diagrama de interação P-My-Mz.

Quanto ao Estado Limite de Serviço (ELS), a análise dos deslocamentos indicou que os recalques diferenciais ao longo do diâmetro da fundação foram da ordem de 12 mm (Fig. 21), abaixo dos 40 mm exigidos pela fabricante. Como o material é predominantemente arenoso, o efeito do adensamento lento não é relevante.

As análises realizadas para os dois casos de carga apresentados (sem e com subpressão) comprovaram a validade das estacas com respeito ao ELU e ao ELS. Além disso, a boa concordância com os valores obtidos para as cargas no topo das estacas indicou que o modelo de elementos finitos está consistente e bem calibrado com os valores de referência fornecidos na especificação técnica do fabricante. Assim, a análise para a verificação da fadiga foi realizada com maior confiança e forneceu resultados consistentes e precisos, conforme apresentado no próximo item.

12 UERS: VERIFICAÇÃO ELF

Esta última seção discute sobre a verificação do ELF, analisando o comportamento do concreto, das barras de aço e das conexões soldadas entre os elementos de estaca. A avaliação destes três casos considera o método de Palmgren-Miner para realizar a estimativa do dano acumulado. O método considerado seguiu os procedimentos recomendados pela NBR-6118, pelos Eurocode 2 (item 6.8.1) e Eurocode 3 (item 1.9), e pela norma CEB-FIP 1990.

As análises consideraram o espectro de cargas apresentado pela Tabela 6, que mostra as variações dos esforços sobre a fundação para cada faixa de ciclos de repetição para o período de 20 anos.

Tabela 6 – Cargas cíclicas na fundação.

	ΔF_x	ΔF_y	ΔF_z	ΔM_x	ΔM_y	ΔM_z
1E+03	740	700	200	47000	50000	4700
1E+04	600	580	140	31000	42000	3750
1E+05	540	430	135	23000	35000	3200
1E+06	470	330	95	17000	27500	2300
1E+07	320	230	70	11500	17000	1400
1E+08	180	120	45	5000	8500	750
1E+09	30	20	5	1000	900	50
média	164	2	9300	801	11900	69

Para representar o comportamento à fadiga dos três materiais (concreto, aço e solda), foram consideradas as curvas S-N constantes tanto na NBR-6118 quanto no Eurocode.

Em termos resumidos, considera-se que para realizar a análise de fadiga o método de Palmgren-Miner efetua o cálculo do dano acumulado que deve obedecer ao seguinte critério:

$$\sum(n/N) < 1, \quad (7)$$

onde N é a faixa analisada (1E+3, 1E+4, etc.) e n é o número de ciclos que causa a ruptura para o carregamento correspondente à faixa analisada.

Como apresentado na Tabela 7, em todos os casos o resultado da análise da fadiga indicou que o concreto, as barras de aço e as conexões soldadas entre os segmentos de estaca atendem com segurança o efeito da fadiga (Dano < 1).

Tabela 7 – Resultado do dano acumulado.

Material	Dano Acum.
Concreto	0.139
Barras aço	0.024192
Conexão Solda	0.026479

A análise do efeito da fadiga também serviu para fixar um limite mínimo para a posição da solda de conexão dos segmentos de estaca em relação à base da fundação. No caso, verificou-se que os efeitos da fadiga são relevantes apenas na região dos primeiros 3 m. Assim, recomenda-se que a solda seja posicionada sempre a partir deste limite (3 m).

13 CONCLUSÕES E PROPOSTAS

O presente estudo de caso utilizou um modelo 3D e o método dos elementos finitos para realizar verificações da fundação profunda das torres de um parque eólico no Rio Grande do Sul. Para tanto, foram observadas tanto as normas Brasileiras NBR-6122 e NBR-6118 quanto as normas internacionais Eurocode 2, Eurocode 3 e CEB-FIP.

A verificação foi feita de forma separada para os casos de carga mais críticos dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga (ELU, ELS e ELF). Em geral, verificou-se que o nível de sollicitação das estacas é relativamente baixo.

A verificação do ELU considerou dois casos distintos, com e sem o efeito da subpressão. Em ambos os casos, a análise revelou que a fundação é segura e fornece segurança dentro de todas as condições necessárias.

O caso do ELS também foi verificado quanto às questões de recalques diferenciais e de abertura de fissura no concreto das estacas.

Quanto ao ELF, a análise com a regra de Palmgren-Miner para estimar dano acumulado indicou que o concreto, as barras de aço e as conexões soldadas atendem com folga o efeito da fadiga.

Por fim, quanto à posição da solda de conexão entre segmentos de estaca em relação à base da fundação, a simulação 3D recomendou que a solda fosse posicionada a partir do limite de 3 m.

14 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2003), NBR 6118/2003 – Projeto de Estruturas de Concreto; Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT (2010), NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações; Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- CEB-FIP (1990), Model Code 1990: Design Code, Comitê Euro-International du Beton.
- Cintra, J.C., Aoki, N. (2010), Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico, Oficina de Textos, Brasil.
- DNV (2009), Guidelines for the Design of Wind Turbines, 2 ed., Scanprint, Denmark.
- Eurocode 2 (1992), Design of Concrete Structures, EN1992-1-1
- Eurocode 3 (1993), Design of Steel Structures, ENV1993-1-1
- Eurocode 7 (1997), Geotechnical Design, EN 1997
- Manwell, J.F. et. al., (2009) Wind Energy Explained – Theory, Design and Application. John Wiley & Sons Ltd.
- Schnaid, F. (2000), Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina de Textos.
- Schnaid, F., Odebrecht, E. (2012), Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina de Textos.
- Teixeira, A. H., Godoy, N. S. (1996), Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas, Fundações: Teoria e Prática, Ed. Pini.

Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2002), Fundações – Fundações Profundas, v. 2, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.