

ANALYSIS OF THE MONOPILE FOUNDATION USING THE FINITE ELEMENT METHOD AND THE P-Y CURVES METHOD

Flávia E. S. Cabral

José R. M. de Sousa

Gilberto B. Ellwanger

flaviacabral@coc.ufrj.br

jrenato@laceo.coppe.ufrj.br

gbe058@gmail.com.br

Department of Civil Engineering, Federal University of Rio de Janeiro

Av. Athos da Silveira Ramos, 149, 21941-909, Ilha do Fundão, Rio de Janeiro, Brazil

Abstract. The Monopile type foundation has been widely used by the offshore industry as an economically and technically optimal choice for water depths from 20 to 40m. However, with the current trend towards the installation of wind turbines with higher capacities and deeper waters, the need for large diameters arises, which directly affects pile-soil interaction and dynamic structure response. Common design procedures for laterally loaded piles are based on the p-y curves method present in the API regulation. Such procedures were developed considering small diameter piles subjected to low loading cycles. However, recent studies have questioned the applicability of the traditional method for the design of the most modern monopiles, which have diameters between 6 and 8m, whose behavior tends to be rigid body and not a flexible foundation, as expected when using the curves p-y. This work aims to analyze the behavior of the foundation of a wind turbine of 5MW under horizontal load induced by wind, waves and currents taking into account the load x displacement curve obtained from three dimensional models in finite elements. In the construction of the models, the elastoplastic and non-linear behavior of the soil are considered. The obtained results are later compared with those obtained by the traditional method of the p-y curves. It is expected to show that for the monopiles analysis of wind towers, the p-y curves can be imprecise when representing the behavior of the soil, presenting values of displacements and rotations at the top of the monopile significantly different from the real displacements, making necessary a method that best represents the behavior of these structures.

Keywords: Monopile, Pile-soil interaction, Finite element method

1 Introdução

A energia eólica é uma das fontes de energia renováveis que mais cresce em todo o mundo. Segundo dados da REN 21 [1] no ano de 2017 a energia eólica foi responsável por 70% do total da potência elétrica instalada a nível mundial, registrando o maior aumento de potência anual em centrais renováveis da história. O aproveitamento do potencial eólico se dá tanto em terra (*onshore*) como no mar (*offshore*).

No Brasil, toda a energia produzida pelos ventos provém de instalações *onshore*, localizadas em sua maioria nas regiões nordeste e sul do país, onde os ventos apresentam características favoráveis para a produção, como: maior estabilidade, constância e direção bem definidas. Segundo dados divulgados no último Global Wind Report (2017) [2] o país ocupa a oitava posição no ranking mundial de capacidade instalada, tendo crescido em 24% só no ano de 2017. O setor tem ganhado cada vez mais espaço na matriz energética brasileira, com uma cadeia nacional bem desenvolvida, é a segunda fonte de energia que mais produz.

Seguindo uma tendência mundial de desenvolvimento do setor de geração de energia eólica, o próximo passo para o Brasil é o domínio dessa tecnologia *offshore*, onde se ampliam as possibilidades de implantação de fazendas com turbinas com maiores capacidades e maiores velocidades dos ventos.

Mesmo com grande potencial eólico a se desenvolver em terras ainda não utilizadas e custos mais altos para a instalação no mar, o país apresenta pontos positivos para o investimento *offshore*, principalmente no que diz respeito à oferta de ventos e ao fator de capacidade médio nacional (estimado em 45%) que é muito elevado se comparado ao dos países líderes em produção.

No contexto offshore as soluções para o projeto das fundações das torres eólicas são amplas e, dependendo do tipo de solo, da profundidade da lâmina d'água e cadeia de suprimentos disponível, podem ser adotadas turbinas eólicas fixas (bases de gravidade, *monopiles*, jaquetas tripé e quadripé) ou flutuantes (TLP, Semissubmersível e *Spar buoy*).

A *monopile* é o tipo de fundação mais empregado no projeto de turbinas eólicas offshore. Segundo o manual da BVG Associates [3] mais de 80% da capacidade eólica offshore instalada até hoje tem fundação do tipo *monopile*. Isto se deve à sua facilidade de fabricação, baixo custo e logística de instalação bem desenvolvida quando comparada às outras soluções em fundações.

Basicamente as *monopiles* são uma extensão da torre até o solo, consistindo em uma estaca vazada de aço de grande diâmetro e espessura que são instaladas em lâminas d'água de 20 a 40m. Tipicamente elas apresentam uma relação comprimento/diâmetro (L/D) de aproximadamente 5. No entanto, segundo Haiderali [4] esta relação caiu de um valor de aproximadamente 5, para as primeiras instalações, para 3 ou menos nos projetos mais recentes. Na prática, presume-se que a *monopile* se comporta como uma estrutura rígida.

Ultimamente, com a tendência atual de instalação de turbinas eólicas *offshore* com maiores capacidades, têm-se buscado lâminas d'água muito maiores do que as experimentadas pela indústria até o momento e como resultado o diâmetro das *monopiles* têm aumentado consideravelmente.

Segundo Abdel Rahman [5], para *monopiles* com diâmetros na faixa de 6 a 12 m (Fig. 1) que são necessárias para as turbinas eólicas mais modernas, não existe experiência com relação ao comportamento carga x deslocamento, isto porque, as consagradas curvas p-y, comumente adotadas no projeto de fundações *offshore* foram obtidas a partir de ensaios em estacas longas e de pequenos diâmetros, o que leva a um comportamento de estaca flexível, muito diferente das estacas com comportamento rígido que são mais próximas daquelas utilizadas nas fundações de turbinas eólicas.



Figura 1. *Monopile* com diâmetro de 7,8 metros e comprimento de 84,5 metros produzida pela EEW Special Pipe Constructions GmbH (EEW) em Rostock (Alemanha)

Para o projeto das *monopiles* é comumente utilizado os critérios de projeto da DNV [6] e as recomendações da API [7] que preveem o uso de curvas p-y na modelagem da interação solo-estaca. No entanto, uma recomendação prática presente em ambos é de que as curvas p-y a serem usadas para projeto de *monopiles* devem sempre ser validadas para tal uso por análise em elementos finitos por exemplo.

2 Metodologia

Esse trabalho tem como objetivo comparar a curva carga x deslocamento de uma fundação do tipo *monopile* de uma turbina eólica de 5MW obtida pelo método p-y de projeto sugerido pela API [7] com a curva carga x deslocamento obtida pela simulação numérica do conjunto estaca-solo em um *software* comercial de elementos finitos. Para a obtenção das curvas foi adotado o *software* de elementos finitos ANSYS® [9] versão 17.

Além das análises citadas, foi avaliada a influência do uso destas curvas sobre os deslocamentos finais da estrutura. Esta avaliação se deu pela simulação das curvas num *software* de análise integrada do tipo hidro-aero-servo-elástico. As simulações foram feitas no *software* comercial SIMA-RIFLEX (Fig. 2) que permite a definição de curvas não lineares para a resistência do solo. As curvas geradas e estudadas neste trabalho se limitaram a solos tipicamente coesivos, compreendendo argilas moles a médias com resistência ao cisalhamento não drenada menor que 96 kPa (limite definido na API [7])

Em todas as análises foi adotada a geometria do modelo da turbina eólica de 5MW amplamente estudada pela NREL e descrito no *Offshore Code Comparison Collaboration* (OC3) [8] correspondente à fase 2 do projeto. Os dados geométricos da turbina de 5MW e seus componentes estão apresentados na Tabela 1.

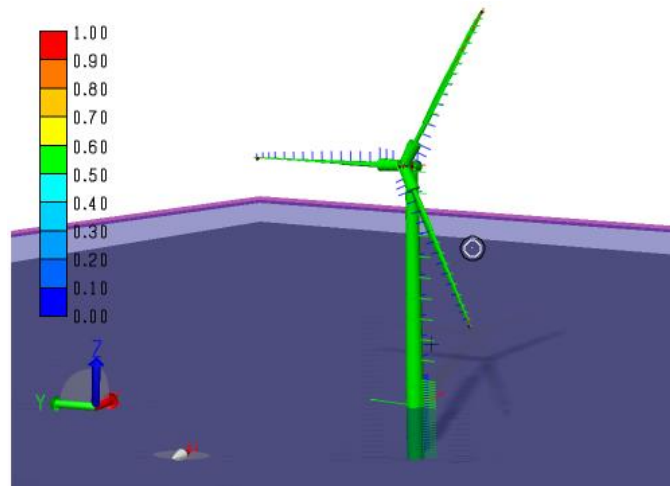


Figura 2. Modelo da turbina eólica de 5MW no SIMA-RIFLEX

Tabela 1. Dados principais da turbina de 5MW

Lâmina d'água (m)	20.00
Comprimento da torre (m)	77.60
Raio do rotor (m)	63.00
Altura do <i>hub</i> em relação à lâmina d'água (m)	90.00
Ângulo de inclinação do eixo (°)	5
Diâmetro externo no topo da torre (m)	3.87
Diâmetro externo na base da torre (m)	6.00
Espessura no topo da torre (m)	0.019
Espessura na base da torre (m)	0.027
Massa específica do aço da torre e fundação (kg/m ³)	8500
Módulo de elasticidade (GPa)	210
Módulo de cisalhamento (GPa)	80.8
Número de pás	3
Massa do rotor (kg)	110000
Massa da nacele (kg)	240000
Massa da torre (kg)	237000

3 Curvas p-y

O método p-y foi desenvolvido baseando-se no modelo de Winkler de viga apoiada sobre base elástica, onde o comportamento do solo é discretizado por molas lineares independentes entre si. Mais tarde o modelo foi adaptado para representar o comportamento para diferentes profundidades e a não linearidade do solo, surgindo assim o método p-y largamente empregado na indústria offshore por ser um método simples e eficiente.

As curvas p-y, por sua vez, foram construídas para facilitar a análise da resposta da interação solo estaca através de dados de campo para solos típicos. Em linhas gerais as curvas p-y são obtidas pela representação de duas variáveis principais: a deflexão da estaca devido a um carregamento lateral aplicado e a respectiva reação do solo. A deformação da estaca sob cargas laterais está intimamente relacionada à resistência do solo, uma vez que o solo se comporta como material plástico. Logo, as curvas dependem apenas das condições do solo, das dimensões da estaca e da magnitude do carregamento aplicado. Esta representação é uma aproximação do problema, que é tridimensional.

Seguindo a recomendação da API [7], para argilas a capacidade de carga lateral varia entre $8S_u$ e $12S_u$ exceto em profundidades rasas onde a falha ocorre de um modo diferente. Na ausência de critérios mais definitivos o recomendado pela API [7] é que p_u aumente de $3S_u$ para $9S_u$ quando X aumenta de 0 para X_R de acordo com a Eq. (1) e Eq. (2) respectivamente.

$$p_u = 3S_u + \gamma X + J \frac{S_u X}{D}, \text{ para } X < X_R \quad (1)$$

$$p_u = 9S_u, \text{ para } X \geq X_R \quad (2)$$

onde, p_u é a resistência lateral limite, S_u é resistência não drenada na camada de interesse, D é o diâmetro da estaca, γ é o peso específico submerso do solo, X é a profundidade medida a partir da superfície do terreno, J é um coeficiente determinado experimentalmente (adota-se 0.5 na falta de dados mais precisos) e X_R é a profundidade de referência calculada a partir da Eq. (3)

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{S_u} + J} \quad (3)$$

O valor de X_R dado pela API [7] é usado para c constante com a profundidade. Para perfil de S_u variável com a profundidade o valor de X_R é obtido plotando-se as duas equações para p_u variável com a profundidade e obtendo o ponto de intercessão entre as duas curvas. As curvas p-y podem ser geradas utilizando a Tabela 2, dada na API [7] para carregamentos cíclicos.

Tabela 2. Curvas p-y para argilas segundo API (carregamentos cíclicos)

$X \geq X_R$		$X < X_R$	
p/p _u	y/y _c	p/p _u	y/y _c
0.00	0.0	0.00	0.0
0.23	0.1	0.23	0.1
0.33	0.3	0.33	0.3
0.50	1.0	0.50	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	0.72 X/X _R	15.0
		0.72 X/X _R	∞

Onde y_c é dado pela Eq. (4) e ε_c é a deformação correspondente à metade da tensão máxima.

$$y_c = 2.5\varepsilon_c D \quad (4)$$

No procedimento de cálculo usando o método p-y, a estaca é dividida em segmentos conectados por nós e associa-se a cada nó uma curva p-y. As curvas p-y típicas para solos coesivos e não coesivos presentes na API [7] foram obtidas por meio de uma série de ensaios de campo em escala real em estacas instrumentadas e testes laboratoriais em amostras de solos onde destacam-se os estudos realizados por Matlock (1970) para argilas moles, Reese (1975) para argilas médias e O'Neill (1983) para areias. A fig. 3 ilustra as curvas p-y típicas para argilas moles.

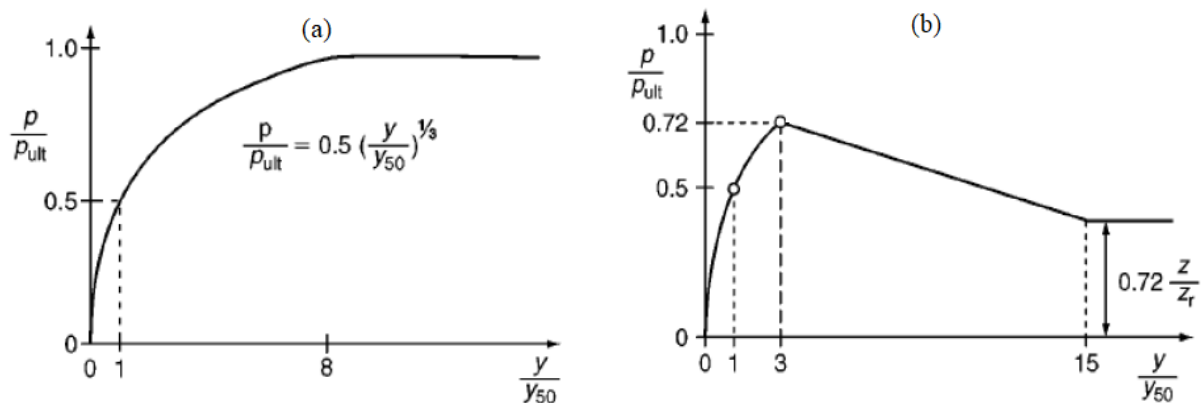


Figura 3. Perfis de curvas p-y típicas para argila mole para: (a) carregamento estático e (b) carga cíclica (Reese e Van Impe, 2011).

4 Modelo em elementos finitos

Para a investigação da resposta carga x deformação das *monopiles* de grande diâmetro carregadas lateralmente em argila offshore, um modelo numérico tridimensional foi desenvolvido utilizando o programa comercial ANSYS® [9] versão 17. Como a resistência do solo ao redor de uma *monopile* carregada lateralmente é não-linear e inclui processos complexos, o método dos elementos finitos foi considerado mais adequado para simulá-lo.

O modelo desenvolvido no ANSYS é composto basicamente pelo solo, pela estaca, e condições de contorno. Devido à simetria do problema presente na geometria, nos carregamentos e condições de contorno, optou-se por particionar o modelo ao meio, o que reduziu significativamente a quantidade de elementos necessários para realizar o estudo e diminui o esforço computacional, possibilitando melhorias no refino de malha para aprimorar a qualidade dos resultados (Fig. 4).

As condições de contorno foram aplicadas de maneira a restringir os deslocamentos laterais nas paredes do maciço do solo e os deslocamentos verticais em sua base.

Foram aplicados carregamentos laterais ao modelo de maneira a levar o solo à plastificação para estabelecimento das curvas p-y.

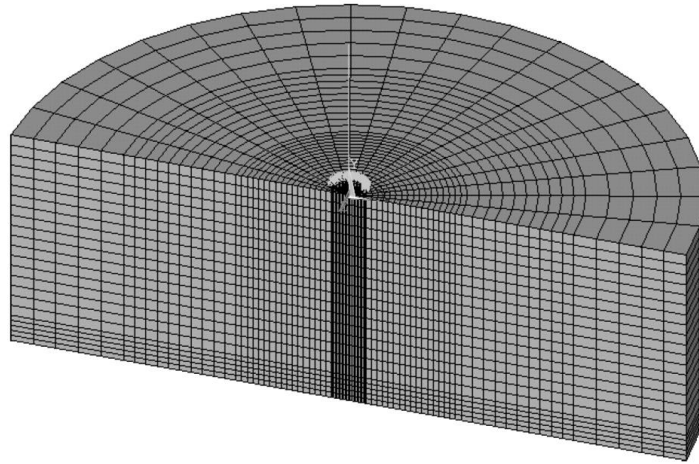


Figura 4. Malha de elementos finitos

4.1 Modelagem do solo

Para a modelagem do solo, foi adotado um cilindro com diâmetro 20 vezes maior que o diâmetro da estaca e com comprimento adicional de 5m partindo da ponta da estaca. Segundo experiências de estudos anteriores, estas dimensões são necessárias para que a resposta nas proximidades da estaca não seja afetada pelas condições de contorno, resultando em um maciço teoricamente “infinito”.

Ainda, para o modelo, foi levado em consideração o comportamento elastoplástico e não linear do solo utilizando elementos sólidos isoparamétricos com 8 nós do tipo SOLID 185 (Fig.5). Este tipo de elemento possui capacidade de formulação mista para simular deformações de materiais elastoplásticos quase incompressíveis e materiais hiperelásticos totalmente incompressíveis.

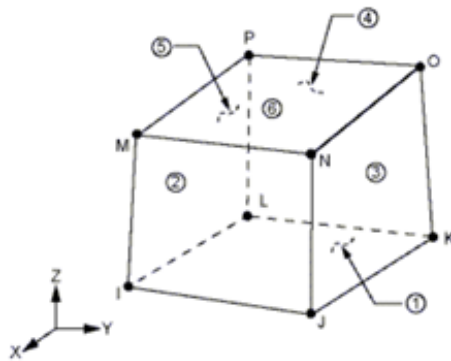


Figura 5. Geometria do elemento sólido de 8 nós adotado. Fonte: Manual Ansys

De maneira a evitar o travamento das malhas, foi adotado o método de integração Enhanced Strain. Este método evita o travamento das malhas em problemas dominados por flexão e evita o travamento volumétrico nos casos de materiais quase incompressíveis.

Para representar as propriedades do solo em função da profundidade o maciço foi “fatiado” em camadas e considerou-se que o material está saturado. As propriedades do solo adotadas para as camadas apresentam perfil de resistência não drenada variável com a profundidade.

Os valores da resistência ao cisalhamento não drenada adotados foram escolhidos de maneira a obter uma resistência típica para argilas de consistência mole a média que se encontra dentro da faixa (0 a 96 kN/m²), resumido pela Eq. (5) e ilustrado pela Fig. 6.

$$S_u = c \times z \quad (5)$$

onde, S_u é a resistência ao cisalhamento não-drenada, c é um fator multiplicador e z é a profundidade considerada.

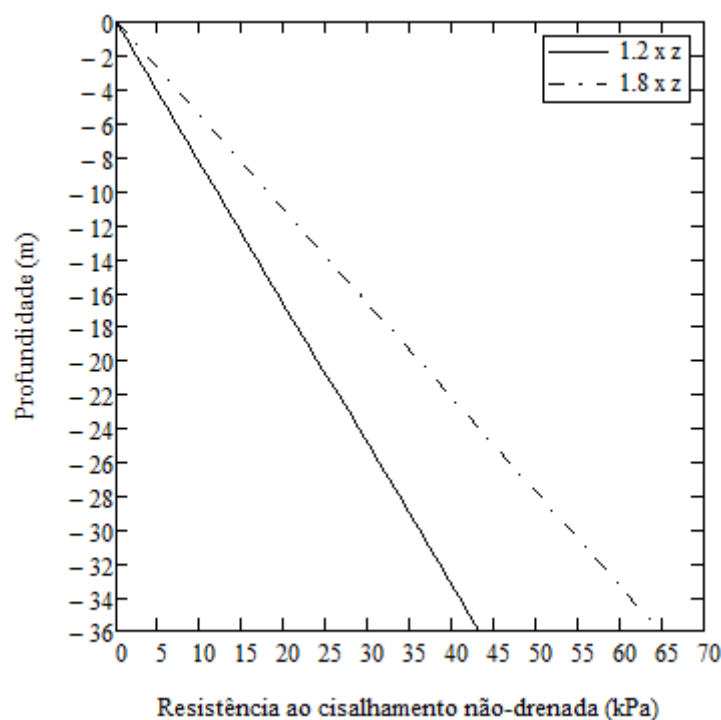


Figura 6. Variação da resistência não drenada com a profundidade

Para o cálculo do módulo de elasticidade do solo foi adotado um perfil de variação linear com a resistência não drenada expresso pela Eq. (6). A superfície de escoamento do solo foi definida utilizando o critério de Drucker-Prager para tensões efetivas. Para solos puramente coesivos o critério de Drucker-Prager é equivalente ao critério de Von Mises quando a tensão de escoamento do material é igual ao dobro da resistência não drenada expressa na Eq. (7). As principais propriedades do solo são resumidas na Tabela 3.

$$E_s = 550 \times S_u \quad (6)$$

$$\sigma_y = 2 \times S_u \quad (7)$$

Tabela 3. Propriedades do solo

Peso específico submerso (kN/m^3)	7.00
Resistência ao cisalhamento não drenada - S_u (kN/m^2)	$c \times h$
Módulo de elasticidade - E_s (kN/m^2)	$550 \times S_u$
Coefficiente de Poison	0.49
Tensão de escoamento - σ_y	$2 \times S_u$

4.2 Modelagem das estacas

A estaca foi modelada com elementos sólidos isoparamétricos de 8 nós semelhantemente ao solo, e diferencia-se apenas pelo método de integração adotado (*Simple Enhanced Strain*). Este método evita o travamento das malhas em problemas dominados por flexão e é uma simplificação do método de integração utilizado para o solo, pelo fato de introduzir apenas os graus internos de liberdade necessários para impedir o travamento por cortante. A malha de elementos finitos adotada para as estacas tem 20 divisões circunferenciais e 2 divisões na espessura ao longo do comprimento. As malhas foram testadas de forma se obter convergência nos resultados.

Também foi adotado um comprimento adicional para a estaca acima da mudline de 2m. As propriedades e geometria da *monopile* estão resumidas na Tabela 4.

Tabela 4. Propriedades da *monopile*

Módulo de elasticidade (GPa)	210
Coefficiente de Poisson	0.3
Espessura da <i>monopile</i> (mm)	60
Comprimento da <i>monopile</i> (m)	36.00
Diâmetro da <i>monopile</i> (m)	6.00

4.3 Modelagem dos contatos

A interação solo-estaca foi viabilizada pela inserção de elementos de contato distribuídos nas superfícies da estaca e do solo. Os elementos usados na superfície lateral são do tipo superfície-superfície e permitem a perda de contato e deslizamentos entre solo e estaca.

O contato é estabelecido por um par de elementos: elementos “alvo” e elementos de “contato”. Os elementos “alvo”, são usualmente posicionados nas superfícies mais rígidas (neste caso, na estaca) e os elementos de “contato” são posicionados na superfície mais flexível (no solo). Os elementos utilizados na malha das faces “alvo” foi o TARGE170 e os elementos utilizados na malha das faces de “contato” foi o CONTA174.

Para a modelagem dos contatos foi fornecida a tensão de atrito ou adesão. A tensão fornecida para este caso é limitada, ou seja, é permitido o deslizamento relativo entre as superfícies, podendo haver ou não perda de contato entre a estaca e o solo. Esta tensão é definida para solos coesivos segundo a Eq. (8) estabelecida pela ANSI/API RP 2GEO [10].

$$f(z) = \alpha(z) \cdot su(z) \quad (8)$$

Onde, os valores de $\alpha(z)$ e $\psi(z)$ são definidos nas Eq. (9) e Eq. (10) respectivamente:

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,5 \cdot \psi(z) - 0,5, & \psi(z) \leq 1,0 \\ 0,5 \cdot \psi(z) - 0,25, & \psi(z) > 1,0 \end{cases} \quad (9)$$

$$\psi(z) = \frac{su(z)}{p_0(z)} \quad (10)$$

4.5 Carregamentos

Os carregamentos adotados no modelo, consistiram em cargas horizontais aplicadas no topo das estacas. A aplicação do carregamento horizontal foi feita de maneira incremental para vários passos de carga, sempre levando em conta que o valor final da carga adotada deveria ser suficiente para a mobilização de toda a resistência para as profundidades de interesse de estudo.

O valor de cada incremento de carga utilizado é variável e depende da estabilidade da solução na simulação, pois varia em função das taxas de convergência do processo iterativo. Geralmente, inicia-se com um incremento de 5% da carga total aplicada. À medida que a rigidez do solo diminui, o incremento de carga é reduzido automaticamente, até no mínimo 1% da carga total aplicada, para evitar problemas numéricos durante o procedimento de solução.

5 Obtenção das Curvas P-Y a partir do MEF

A obtenção das curvas p-y através do MEF guarda uma similaridade com o método desenvolvido a partir de ensaios experimentais de campo. Ao longo dos anos as estacas carregadas lateralmente foram analisadas com sucesso usando cálculo de curvas p-y a partir dos dados obtidos em campo usando as medições de inclinômetros e strain gauges para campanhas com vários ciclos de carregamentos. Várias abordagens tais como: ajuste de curva polinomial por partes (Matlock e Ripperger, 1956; Dunnavant, 1986), método de ajuste de curvas polinomiais de alta ordem (Reese e Welch, 1975; Wilson, 1998) e método residual ponderado (Wilson, 1998) foram desenvolvidas para o ajuste de curvas p-y.

Neste trabalho, para a obtenção das curvas p-y foi realizada uma sequência de passos de maneira a se obter um conjunto de valores correspondentes de resistência lateral e deflexão da estaca. Os valores de deflexão podem ser facilmente obtidos pelo MEF, já os valores de resistência lateral precisam ser calculados a partir do momento fletor atuante.

Por se tratar de um modelo tridimensional, para a extração dos dados foi implementada uma estaca auxiliar com elementos de viga ligados aos nós internos do modelo tridimensional. Foram extraídos os valores de curvaturas da estaca auxiliar para cada profundidade e a partir destes valores os momentos foram calculados pela Eq. (11). Para a validação dos resultados obtidos na Eq. (11), estes foram comparados com os obtidos pela Eq. (12) a partir de valores nodais de deformação da estaca para as fibras mais externas.

$$M = k \cdot EI \quad (11)$$

$$M = \frac{(e_t - e_c)}{h} \cdot EI \quad (12)$$

O cálculo da resistência lateral do solo foi possível através da dupla diferenciação de uma curva polinomial ajustada aos valores de momentos obtidos.

Para o cálculo da resistência lateral, presume-se que a forma do perfil de reação do solo com a profundidade $p(z)$ siga um polinômio de 3ª ordem que é definido na Eq. (13).

$$p(z) = a + bz + cz^2 + dz^3 \quad (13)$$

Assim, o polinômio de ajuste dos valores de momento será um polinômio de 5ª ordem dado pela Eq. (14) onde os valores de a , b , c , d , e e f são os coeficientes do ajuste.

$$M(z) = a + bz + cz^2 + dz^3 + ez^4 + fz^5 \quad (14)$$

Em cada passo de carga plotam-se os valores da resistência do solo e deflexão da estaca para uma profundidade de interesse.

Em resumo, o desenvolvimento das curvas p-y envolve os seguintes passos:

1. Obtenção do perfil de momentos fletores $M(z)$ para cada incremento de carga usando ajuste de curva polinomial a partir do conjunto de valores discretos obtido do MEF;
2. Obtenção do perfil de deslocamento (y) em função da profundidade (z) para diferentes incrementos de carga;
3. Cálculo da resistência do solo $p(z)$ para diferentes incrementos de carga por dupla diferenciação do perfil de momentos;
4. Construção das curvas p-y para a profundidade selecionada, tomando os valores de deslocamento e os respectivos valores de resistência do solo para cada incremento de carga.

É importante observar que como os modelos simulados são axissimétricos, metade da seção foi omitida nas análises. Desta forma, a resistência lateral do solo correspondente à deflexão lateral deve ser duplicada para fins de comparação.

6 Resultados

6.1 Resultados do modelo em Elementos Finitos

Observa-se as tensões horizontais de flexão desenvolvidas na estaca no plano de simetria e nota-se a equivalência com o comportamento característico de uma estaca rígida com tensões de flexão de sinal oposto acima e abaixo de um ponto de rotação que podem ser vistos claramente na Fig. 7.

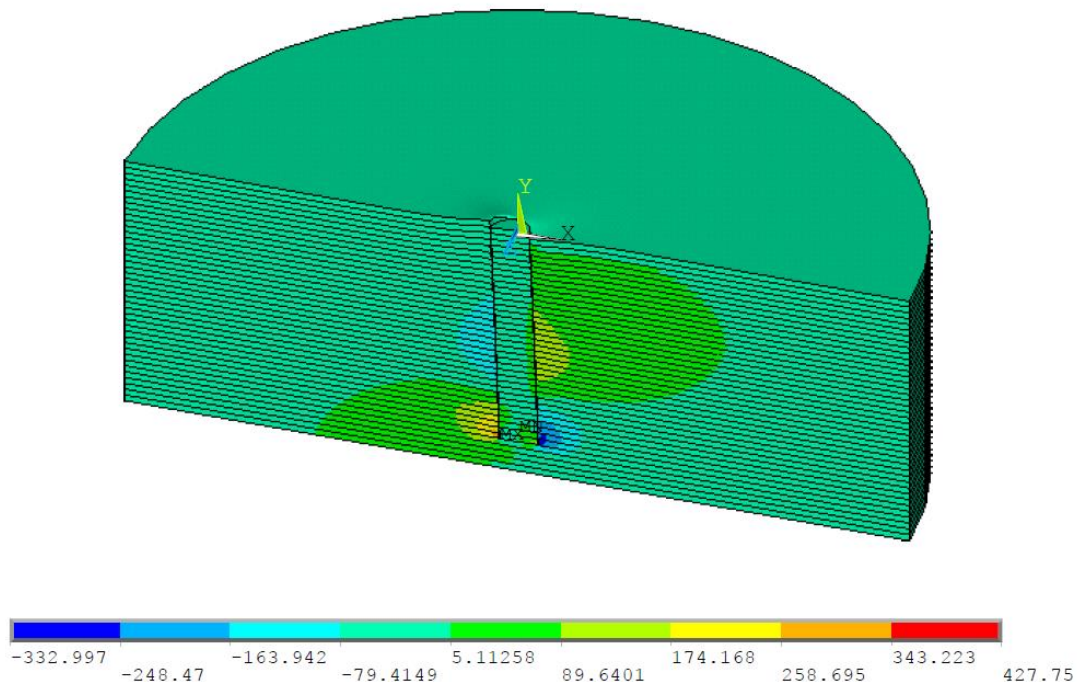


Figura 7. Tensões horizontais de flexão desenvolvidas na estaca (valores em kPa).

A Fig.8 abaixo ilustra a variação dos momentos fletores e deflexões na estaca ao longo da profundidade. Cada curva corresponde a um passo de carregamento de 10% da carga total imposta ao modelo. As curvas foram normalizadas para efeito de visualização do comportamento da estaca sob os esforços e deformações.

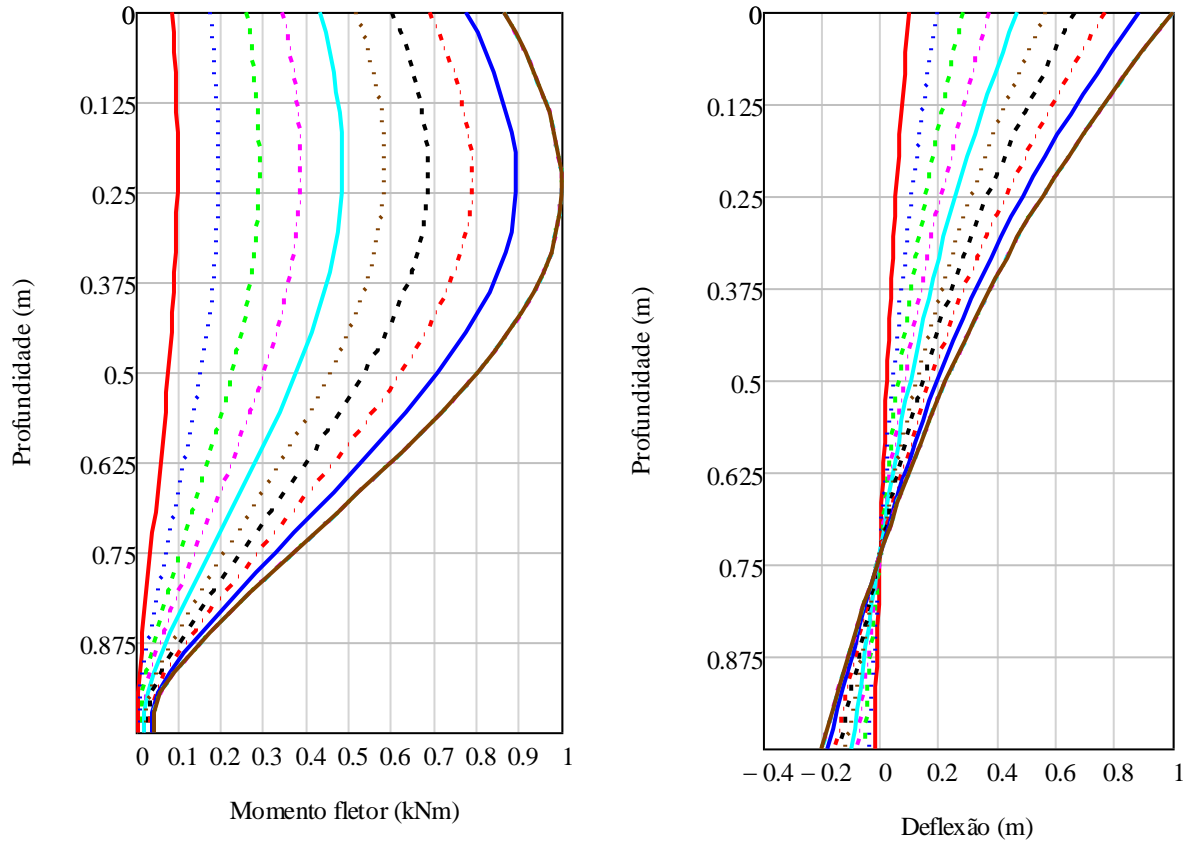


Figura 8. Momento fletor e deflexão ao longo da estaca estudada

Para cada caso analisado, foram geradas 4 curvas p-y correspondentes a profundidades distintas. As curvas p-y apresentadas na Fig. 9 possuem formas não lineares e a resistência lateral do solo tende a um valor limite.

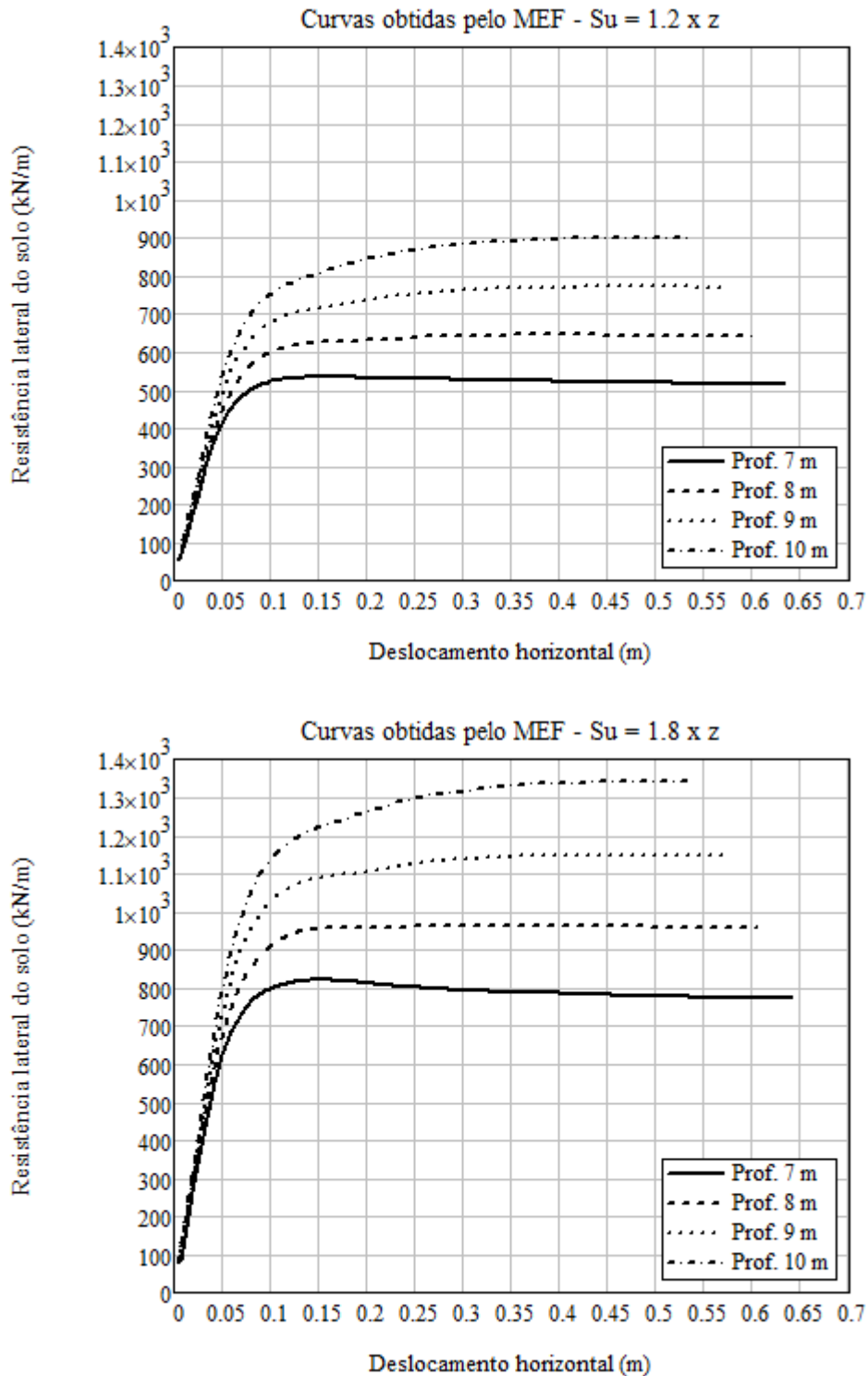


Figura 9. Curvas p-y obtidas pelo MEF para $S_u=1.2$ e $S_u=1.8$ respectivamente.

As curvas obtidas foram comparadas às curvas recomendadas pela API. O valor adotado para a constante empírica J foi de 0,5 e para o parâmetro de deformação ϵ_c , adotou-se o valor de 0,02.

As comparações entre as curvas obtidas pelo MEF e as curvas sugeridas pela API são apresentadas na Fig. 10.

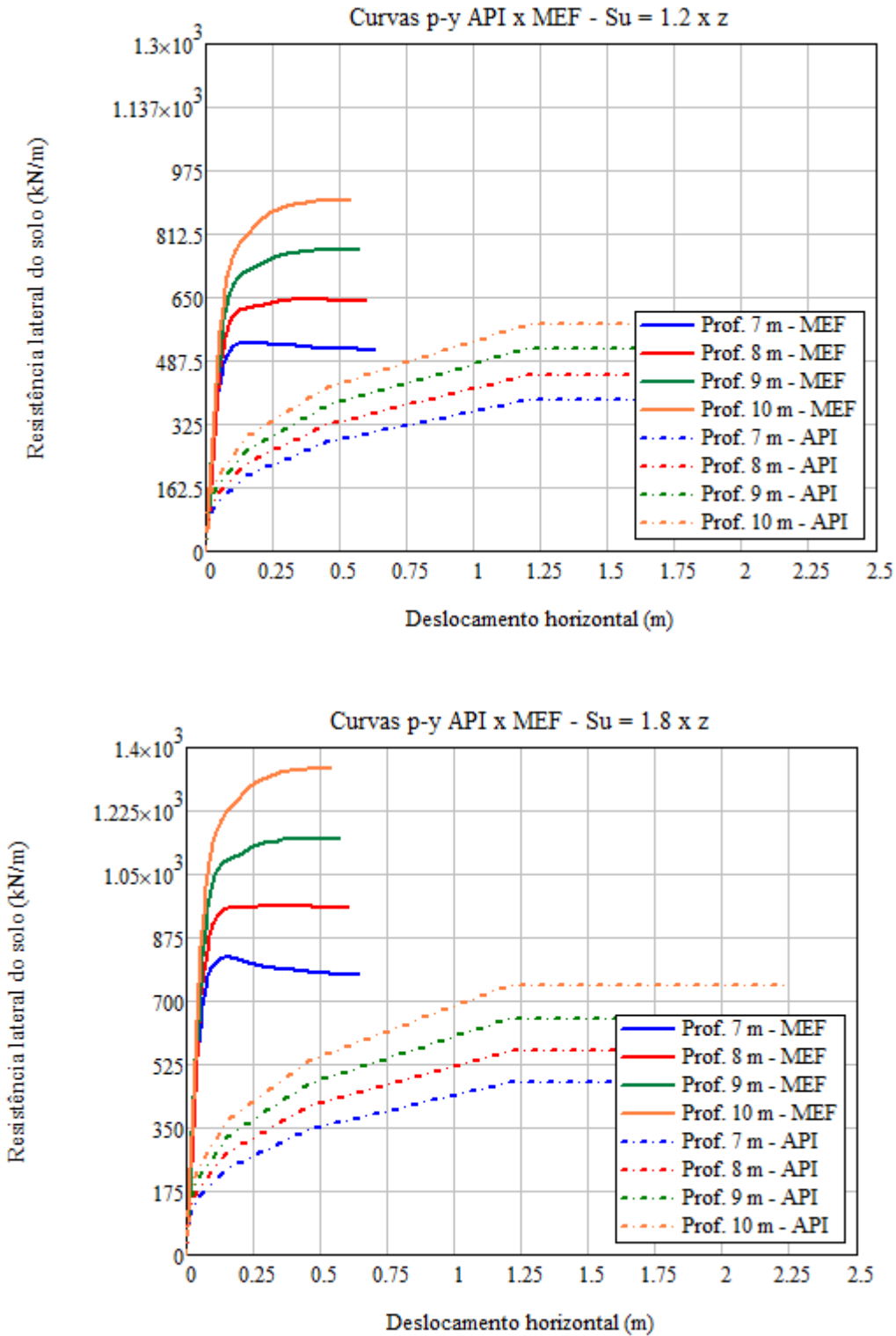


Figura 10. Comparação entre as curvas p-y obtidas pelo MEF e as curvas p-y segundo API.

As curvas obtidas no MEF foram testadas no Sima-Riflex para o modelo de turbina eólica de 5MW. Foram desenvolvidas formulações para as curvas p-y através da regressão simbólica utilizando o software Eureqa. A regressão simbólica foi utilizada para definir o primeiro trecho da curva ajustada, enquanto o segundo trecho foi definindo por uma reta horizontal, cuja ordenada é a própria resistência lateral limite do solo (p_u)

No modelo adotou-se perfil de velocidade do vento uniforme de 11m/s e onda regular com $H=7.0\text{m}$ e $T=14\text{s}$.

A Tabela [5] resume os valores de deslocamentos obtidos na mudline para os casos estudados:

Tabela 5. Comparação entre os deslocamentos da *monopile* usando as duas formulações.

$S_u (kN/m^2)$	Deslocamento – MEF (m)	Deslocamento – API (m)
1.2 x z	0.0218	0.0397
1.8 x z	0.0193	0.0359

7 Conclusões

As comparações realizadas entre as curvas p-y obtidas pelo MEF e as curvas sugeridas pela API apresentaram discordâncias nas inclinações iniciais da curva, nos valores da deflexão lateral da estaca correspondente à resistência lateral limite (p_u) e no próprio valor de p_u .

As curvas p-y desenvolvidas pelo MEF apresentaram formas características de funções não lineares. Em geral, através das curvas, a resistência lateral do solo pode ser definida com clareza, tendendo a um valor limite e com pequenas flutuações, formando patamares bem definidos. Observou-se, também, que as relações apresentadas pelas curvas p-y geradas variaram com a profundidade, conforme o esperado.

Solos com perfis de resistência não drenada (S_u) maiores apresentam valores de p_u superiores. No entanto, observa-se que a rigidez inicial das curvas p-y são pouco sensíveis a variação de S_u , considerando curvas com a mesma profundidade de interesse.

As curvas p-y geradas pelo MEF se mostraram mais rígidas do que as propostas pela API resultando em deslocamentos menores na estrutura da monopile, sendo mais conservadoras.

Referências

- [1] REN 21. *Renewables 2018 Global Status Report*. Paris: REN21.
- [2] GWEC - Global Wind Energy Council, *Global Wind Report 2017*.
- [3] BVG Associates. *A Guide to an Offshore Wind Farm*. Published on behalf of The Crown Estate.
- [4] HAIDERALI, A. E., MADABHUSHI, G. S. P. (2013). *Evaluation of the p-y method in the design of monopiles for offshore wind turbine*, Offshore Code Technology – OTC 24088, Houston, Texas, 6-9 May.
- [5] ABDEL-RAHMAN, K., ACHMUS, M. (2005). *Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany*, Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Waterpower Engineering, University of Hannover, Germany.
- [6] DNV, 2014, *OFFSHORE STANDARD DNV-OS-J101 - Design of Offshore Wind Turbine Structures.*, DET NORSKE VERITAS.
- [7] API-RP2A-WSD. (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*. American Petroleum Institute. Washington, EUA.
- [8] JONKMAN, J., MUSIAL, W. (2010). *Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment*. Colorado, USA: National Renewable Energy Laboratory – NREL.
- [9] ANSYS, 2015, ANSYS, Inc. *Theory Reference (ANSYS Release 17.0)*.
- [10] ANSI/API RP 2GEO, 2011, *Recommended Practice – Geotechnical and Foundation Design Considerations*, 1st edition.