

Constructive and probabilistic analysis of excavated piles with lost metallic shirt: case study in São Marcos Bay.



Revista EIA
ISSN 1794-1237
e-ISSN 2463-0950
Año XIX/ Volumen 19/ Edición N.37
Enero-Junio de 2022
Reia37006 pp. 1-16

Publicación científica semestral
Universidad EIA, Envigado, Colombia

**PARA CITAR ESTE ARTÍCULO /
TO REFERENCE THIS ARTICLE /**
Eugênio Rodrigues, L.; Dos Santos
Brandão, A. C.; Fernandes Azevedo, G.
(2022). Constructive and probabilistic
analysis of excavated piles with
lost metallic shirt: case study in São
Marcos Bay.
Revista EIA, 18(36), Reia37006.
pp. 1-16.
<https://doi.org/10.24050/reia.v19i37.1486>

✉ *Autor de correspondencia:*

Eugênio Rodrigues, L. (Lucas):
Curso de Engenharia Civil,
Universidade Federal do Maranhão,
São Luís, Brasil.
Correo electrónico:
lucaser95@gmail.com

Recibido: 03-12-2020
Aceptado: 27-04-2021
Disponible online: 01-01-2022

✉ LUCAS EUGÊNIO RODRIGUES¹

AÍLTON CARLOS DOS SANTOS BRANDÃO¹

GEORGE FERNANDES AZEVEDO¹

1. Universidade Federal do Maranhão, São Luís, Brasil

Resumo

Este trabalho traz em seu escopo algumas análises em torno da metodologia construtiva de um estudo de caso que se refere a implantação de um delfim (estrutura que neste caso tem como finalidade a amarração de navios) no Píer III, localizado no Terminal Marítimo de Ponta da Madeira, na cidade de São Luís, Maranhão (Brasil) e com enfoque voltado para o processo de construção da sua infraestrutura, mais precisamente para a fundação adotada. Este tipo de obra, por ser portuária e em ambiente marítimo, é chamado de offshore. A fundação utilizada nesse caso é considerada como profunda, mais precisamente denominada como estacas escavadas com camisa metálica perdida, cujo seu escopo construtivo será detalhado no trabalho, desde a cravação das camisas até a concretagem das estacas que compunham o sistema. O tema é abordado do ponto de vista prático e teórico, com um estudo probabilístico da capacidade de carga das fundações com base nos dados geotécnicos de sondagens realizadas na região, a fim de definir resultados que contemplem qualquer variabilidade do local e garantir a funcionalidade e segurança necessárias para que a fundação atinja os objetivos do projeto e seja otimizada em toda sua vida útil. A análise da probabilidade de ruptura foi feita através do método semi-empírico de Aoki-Velloso, combinado ao método First Order Second Moment no sentido de comparar o resultado alcançado com os valores de parâmetros estabelecidos. O trabalho visa servir também como base para orientação e norteamento futuros acerca do tema que não tem uma bibliografia tão vasta, principalmente tendo em vista a instalação de novos empreendimentos similares na região e em outras localidades.

Palavras chave: infraestrutura offshore; fundação; análise probabilística; capacidade de carga.

Constructive and probabilistic analysis of excavated piles with lost metallic shirt: case study in São Marcos Bay.

Abstract

This work brings in its scope some analyzes around the constructive methodology of a case study that refers to the implantation of a dolphin (a structure that in this case has the purpose of mooring ships) at Pier III, located in Ponta da Madeira Maritime Terminal, in the city of São Luís, Maranhão, and with a focus on the process of building its infrastructure, more precisely the adopted foundation. This type of work, being port and in a maritime environment is called offshore, the foundation used in this case is the deep type, more precisely called piles excavated with a lost metallic shirt whose constructional scope will be detailed in this work, from the driving from shirts to concreting the piles that made up the system. The theme is approached from a practical and theoretical point of view, with a probabilistic study of the load capacity of foundations based on geometrical data from surveys carried out in the region, in order to define results that include any variability of the location and guarantee functionality and safety necessary for the foundation to achieve the project's objectives and be optimized throughout its useful life. The analysis of the probability of rupture was made using the semi-empirical method of Aoki-Velloso, combined with the First Order Second Moment method in order to compare the result achieved with the established parameter values. The work also aims to serve as a basis for future guidance and guidance on the topic, which does not have such a vast bibliography, mainly in view of the installation of new similar projects in the region and in other locations.

Key Words: dolphin; infrastructure; offshore; foundation; probabilistic study; load capacity; metallic shirt; polls; safety; project.

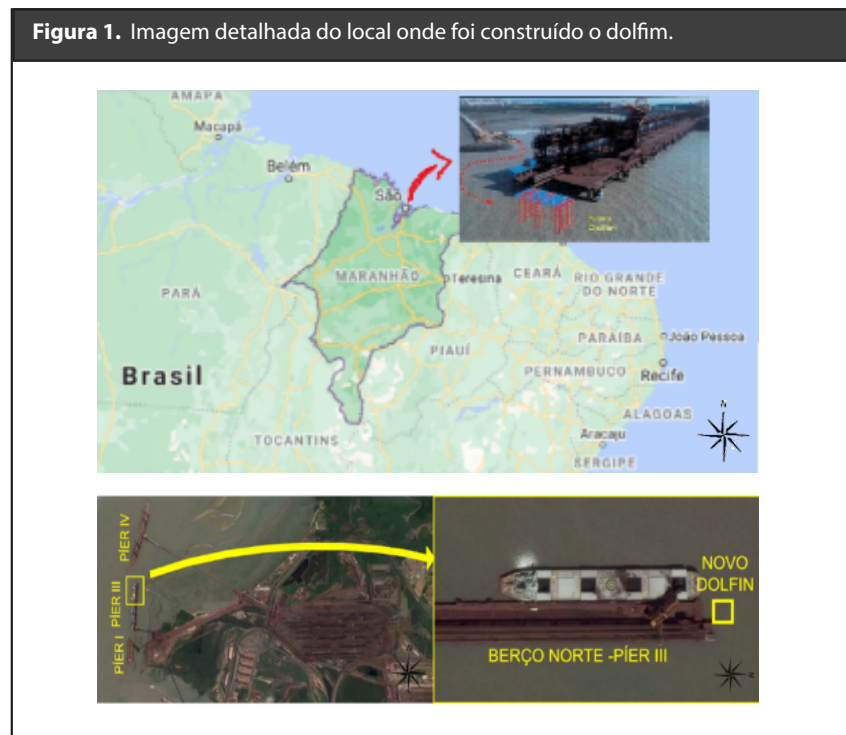
1. Introdução

Atualmente se torna cada vez mais forte a expansão das atividades portuárias no Brasil, pelo seu grande potencial econômico. Segundo Uderman et al. (2012), no Brasil, a utilização dos portos para exportações é de 97% e para importações 86%, em números aproximados. Visto isso, observa-se com cada vez mais força o aumento no número de obras que visam expandir este setor, e nesse meio entram as obras tipo offshore.

De acordo com Lopes (2013), o termo offshore tem como definição americana: “fora da plataforma” continental. Ainda existe outra definição que é: sujeito a ações hidrodinâmicas, podendo ser ainda mais detalhada, sendo classificada como: near-shore (próximo da costa), e deep-offshore (águas profundas). Conforme Falconi et al. (1998), no Brasil, a “Geotecnia Offshore” passou a ser amplamente utilizada a partir da década de 1970, a partir do projeto de fundação das plataformas fixas da Bacia de Campos, no litoral do estado do Rio de Janeiro. Hoje, ainda não é uma atividade muito familiarizada entre os especialistas, principalmente no Brasil, o que traz como consequência a redução do número de profissionais que atuam nessa área.

Este trabalho foca na opção de fundação adotada no projeto das obras completas de construção do delfim de amarração, que tem por objetivo garantir maior

estabilidade na atracação de navios no Píer III, nas instalações da Empresa Vale S.A. no complexo Portuário da Ponta da Madeira, em São Luís, Maranhão. São utilizadas fundações do tipo profunda, sendo esta estaca escava com camisa metálica perdida. Segundo Amancio (2013), fundações profundas são elementos que compõem a estrutura e transmitindo, assim, as cargas que lhes são aplicadas diretamente ao solo, com a particularidade de realizar essa transferência de carga pela base, também chamada de resistência de ponta ou por sua superfície lateral, também chamada de resistência de fuste, ou algumas vezes por uma combinação das duas, assegurando-se que sua ponta ou base estar assente a profundidade duas vezes superior à sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. A Figura 1 mostra a localização da obra utilizada no estudo.



De acordo com a norma brasileira NBR 6122/2019 (ABNT, 2019), que trata sobre o projeto de fundações, estes elementos devem ser projetados de modo que as deformações sejam aceitáveis quando submetidas às condições de trabalho, garantindo a segurança quanto à ruptura do solo e dos elementos estruturais. Schulze (2013) estabelece que as estacas podem ser definidas como elementos caracterizados por possuírem um formato muito alongado e um posicionamento vertical ou pouco inclinado. Sendo assim, tem como principal função a transmissão da carga proveniente da superestrutura para uma camada de solo ou rocha mais resistente. O item da NBR 6122/2019 (ABNT, 2019) diz que a estaca é um “elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução; haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores. Segundo Teixeira (1993), este tipo de fundação já vinha desde a época encontrando crescente aceitação da parte de projetistas e construtores em função de vantagens como baixo custo, ausência de vibração quando de sua instalação, flexibilização de seu comprimento, possibilitando ainda visualizar o subsolo atravessado.

Também utilizada como abordagem neste trabalho, a análise probabilística fornece informações que necessitam de mais assertividade, por possuírem incertezas em seus parâmetros. Silva (2015) diz que quando se obtém o conhecimento necessário sobre o que é incerto, com a execução de uma boa investigação do subsolo, chega-se a números de Fator de Segurança (FS) mais adequados, servindo como complementação dos métodos determinísticos e sendo um grande aliado na resolução de problemas geotécnicos.

Segundo Sayão (2018), os métodos de análise probabilísticas podem ser classificados em três categorias: truncamento da série de Taylor, de onde surge o método First Order Second Moment (FOSM), métodos “exatos”, de onde surge o método de Simulação Monte Carlo e, por fim, o método das Estimativas Pontuais ou método de Rosenblueth. O estudo deste trabalho é baseado na utilização do método FOSM.

2. Materiais e Métodos

2.1 Metodologia Construtiva

O caso em estudo analisa estacas escavadas de concreto, moldadas in loco de forma submersa e com revestimento de camisa metálica perdida. De forma resumida, a sequência construtiva é dividida em 4 etapas:

1. Cravação da camisa metálica até a profundidade descrita no projeto;
2. Colocação da perfuratriz e escavação por air lift.
3. Colocação da armadura;
4. Concretagem submersa da estaca.

Na Figura 2, observamos a obra já na fase final da etapa de execução da fundação, onde as 8 camisas metálicas já estão cravadas, com armação colocada e concretadas.

Figura 2. Estaca escavada de concreto com camisa metálica perdida.



A primeira etapa foi a mobilização dos canteiros. O primeiro deles era o canteiro em terra, localizado no porto de estacionamento provisório (PEP) e chamado de canteiro intermediário, onde se fazia o transporte das estruturas para o segundo canteiro, chamado de canteiro avançado, através da balsa batizada de “Topa Tudo 18” (TT XVIII). O canteiro avançado era a balsa onde a obra foi executada e serviu para abrigar equipamentos como o guindaste principal de 180 ton de capacidade (responsável pelo içamento das camisas metálicas e da armadura), dos componentes da perfuratriz, do martelo de cravação, do clamshell, entre outros. O fundeio dela se deu através de poitas que foram lançadas no leito marítimo e que mantinham a balsa firme através de cabos de aço.

Conforme as sondagens e o estudo do leito marítimo da região, foi verificada a existência de pedras (rachão) que impediam a correta cravação das camisas metálicas. Diante desta situação, inicialmente foram utilizados mergulhadores para fazer uma verificação mais rápida e precisa das rochas e materiais maiores e assim com o auxílio do guindaste, esses materiais foram amarrados e içados para a superfície. Após a cravação das primeiras estacas, mudou-se o processo, fazendo a remoção com o auxílio do equipamento denominado *clamshell*, garantindo maior eficiência e celeridade à obra, com a remoção de pedras de tamanho de até 1,5 ton. Esta parte foi crucial para o desenvolvimento do processo dentro dos prazos e um dos maiores aprendizados obtidos durante a execução.

No canteiro intermediário, as camisas são içadas para a balsa “topa-tudo” XVIII com o auxílio de um guindaste e, posteriormente, serão transportadas para o canteiro principal, através de uma balsa secundária, menor, onde será realizada a verticalização e, em seguida, o posicionamento dentro do gabarito. Após a correta locação das camisas no gabarito e do seu travamento, inicia-se o processo de cravação, que é realizado com o auxílio do trépano e do martelo vibratório. Este processo consiste em escavar o leito marítimo, que é composto por pedras de enrocamento e areia na sua parte mais superficial, passando por outra camada mais profunda com pedras de grande porte, até a camada final.

Em seguida, é utilizada a perfuratriz com seu sistema de air lift para a retirada do material desagregado pelo trépano, a fim de vedar a “faca” da camisa metálica. A perfuratriz também é utilizada para a estabilização da camisa e para a escavação desde o ponto onde o trépano fragmentou o material até a cota pino da estaca especificada no projeto.

A gaiola (armadura) consiste em um conjunto de 32 barras divididas em seções de malha com uma quantidade estribos devidamente espaçados (segundo o projeto de armadura das estacas 3250KP-C-51048, os estribos possuem bitolas que variam entre 10 mm e 12,5 mm) e é dividida em dois módulos, denominados de módulo de crista (parte superior) e módulo de pino (parte inferior) de aproximadamente 20 m cada, para facilitar a instalação e evitar deformações ao longo da armação devido ao seu grande comprimento, que é de aproximadamente 40,80 m. Depois da verticalização e posicionamento na cota de projeto, é feita uma nova limpeza na parte interna da camisa metálica com o uso de air lift para dar início a fase de instalação da armadura dentro da mesma. A armadura é translocada da estocagem de materiais até a balsa de apoio para devida verticalização e posicionamento dos módulos de armação dentro da camisa metálica através do guindaste com auxílio de olhais e roletes que tem função de facilitar a movimentação dentro da camisa e cumprimento do espaçamento definido em projeto conforme Figura 3.

Figura 3. Armação sendo posicionada no canteiro avançado.

O concreto é lançado no sentido de baixo para cima através do tubo “tremiê”, que têm sua movimentação realizada pelo guindaste embarcado. À medida que o lançamento do concreto nas camisas se processou, o tubo tremiê foi erguido verticalmente para fora. O levantamento do tubo foi lento e cuidadoso, não maior que 20 cm a 60 cm cada vez até completar a concretagem da estaca. A característica principal do concreto a ser lançado no interior das estacas é o seu auto adensamento, tendo este controle a partir dos índices de trabalhabilidade (slump), possuindo a resistência característica a compressão definida em projeto. Especial atenção foi dada no sentido de se evitar a formação de juntas frias, o tratamento da junta só pode ser permitido a céu aberto (acima da lâmina d’água). Os trabalhos de concretagem da camisa foram considerados concluídos quando ocorreu o extravasamento da borra e a retirada do tubo tremiê, que foi içado pelo guindaste embarcado.

2.2 Metodologia da Análise Probabilística

Em contrapartida aos métodos determinísticos, que nos possibilitam encontrar valores únicos para o fator de segurança, os métodos probabilísticos utilizam formulações matemáticas que costumam ser notoriamente variáveis. Este tipo de análise permite tomar as variáveis como análises aleatórias para calcular o fator de segurança, o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura nos estudos geotécnicos (Sousa, 2020).

Conforme Azevedo (2015), os métodos probabilísticos são análises que possibilitam avaliar a distribuição de uma variável dependente, em função do conhecimento das distribuições estatísticas da variável independente ao qual está associada. Na análise de confiabilidade, estes métodos possibilitam o tratamento de incertezas de uma maneira mais rigorosa.

Os principais métodos probabilísticos presentes na bibliografia são: Método de Monte Carlo, First Order Second Moment (FOSM) e Método das Estimativas Pontuais. Dentre os três, optou-se por utilizar o método FOSM para análise das variáveis. Chen

et al. (2007) destacam que este é um dos métodos mais utilizados por causa da sua relativa simplicidade e rigor matemático. É amplamente aplicado nos estudos de geotecnia e é considerado um método que fornece resultados satisfatórios na determinação da variância do fator de segurança e na probabilidade de ruptura.

Segundo Harr (1987) o método é desenvolvido a partir da expansão da série de Taylor para a função da variável dependente após os termos de primeira ordem, valendo-se somente da primeira derivada (First Order). As saídas e entradas de dados são expressas pelas médias e pelos desvios padrões das variáveis envolvidas (Second Moment).

A fórmula do valor médio $E[FS]$ e da variância $V[FS]$ do método FOSM são representadas por:

$$E[FS] = F(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (2.1)$$

$$V[FS] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{dFS}{dx_i} \right)^2 V(x_i) \quad (2.2)$$

Quanto à análise da capacidade de carga, preferiu-se por utilizar métodos semi-empíricos para estimar os valores. Ressalta-se que os mesmos apresentam incertezas nos resultados em função das particularidades de cada tipo de solo (Das, 2007).

Os métodos semi-empíricos mais utilizados no Brasil são o método de Aoki-Velloso (1975) e o método de Décourt e Quaresma (1978). Determinou-se por utilizar o primeiro, o qual calcula as parcelas da resistência de ponta e de resistência lateral que compõem a capacidade de carga de ruptura da estaca, segundo a fórmula abaixo:

$$Q_u = \alpha_p * \frac{K * N_p}{F1} + P * \sum_{i=1}^l \frac{\alpha * K * N_{med}}{F2} * \Delta Li \quad (2.3)$$

Onde:

N_p = N_{spt} próximo da ponta da estaca (no caso em estudo, a última profundidade da camada de areia);

P = perímetro da estaca;

ΔLi = espessura de cada camada do solo (m);

N_{med} = N_{spt} médio para cada ΔLi (trecho homogêneo);

K = coeficiente que depende do tipo de solo;

Os fatores de correção da resistência de ponta e do atrito lateral, $F1$ e $F2$ respectivamente, foram obtidos de acordo com a Tabela 1, sendo a estaca do tipo escavada.

Tabela 1. Fatores de correção da resistência de ponta (F1) e do atrito lateral (F2).
Fonte: Aoki-Velloso (1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Escavada	3,00	6,00
Franki	2,30	3,00
Pré-moldada Concreto	2,50	3,50
Strauss	4,20	3,90
Hélice Contínua	3,00	3,80
Raiz	2,20	2,40

Quanto aos coeficientes K e α propostos por Aoki-Velloso, estes foram obtidos através da seguinte Tabela 2, sendo o tipo de solo areia siltosa.

Tabela 2. Coeficientes K e α em função do tipo de solo.
Fonte: Aoki-Velloso (1975)

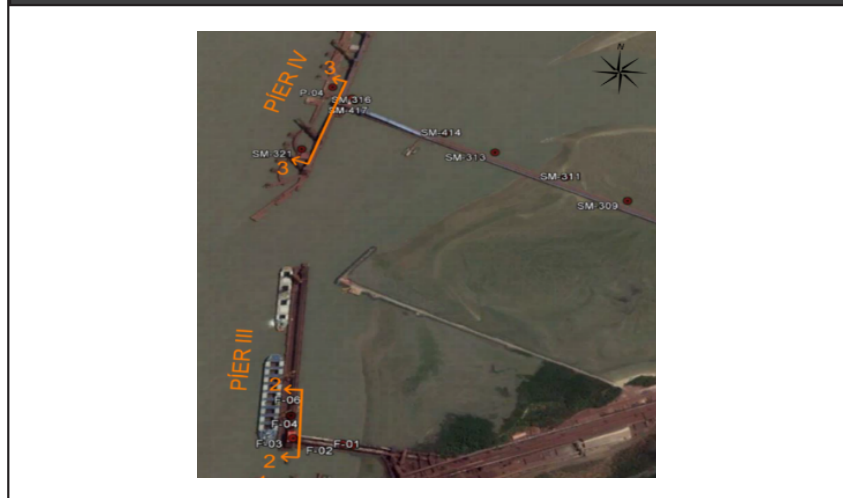
Tipos de Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia silto-argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo-siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno-argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno-siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto-arenosa	0,33	3,00

A metodologia do trabalho consistiu em obter os parâmetros estatísticos (média e desvio padrão) para cada metro de profundidade da camada de areia através dos ensaios SPT. Após obter os parâmetros, foi realizado o cálculo da capacidade de carga através do método Aoki-Velloso. Em conjunto, utilizou-se o método FOSM aplicado à fórmula de capacidade de carga para calcular a probabilidade de ruptura da estaca na camada de areia.

Para efeitos de cálculo da probabilidade de ruptura das estacas, foi desconsiderada a camada de arenito, pois esta não apresentava ensaios SPT, somente ensaios RQD, inviabilizando o uso do método Aoki-Velloso.

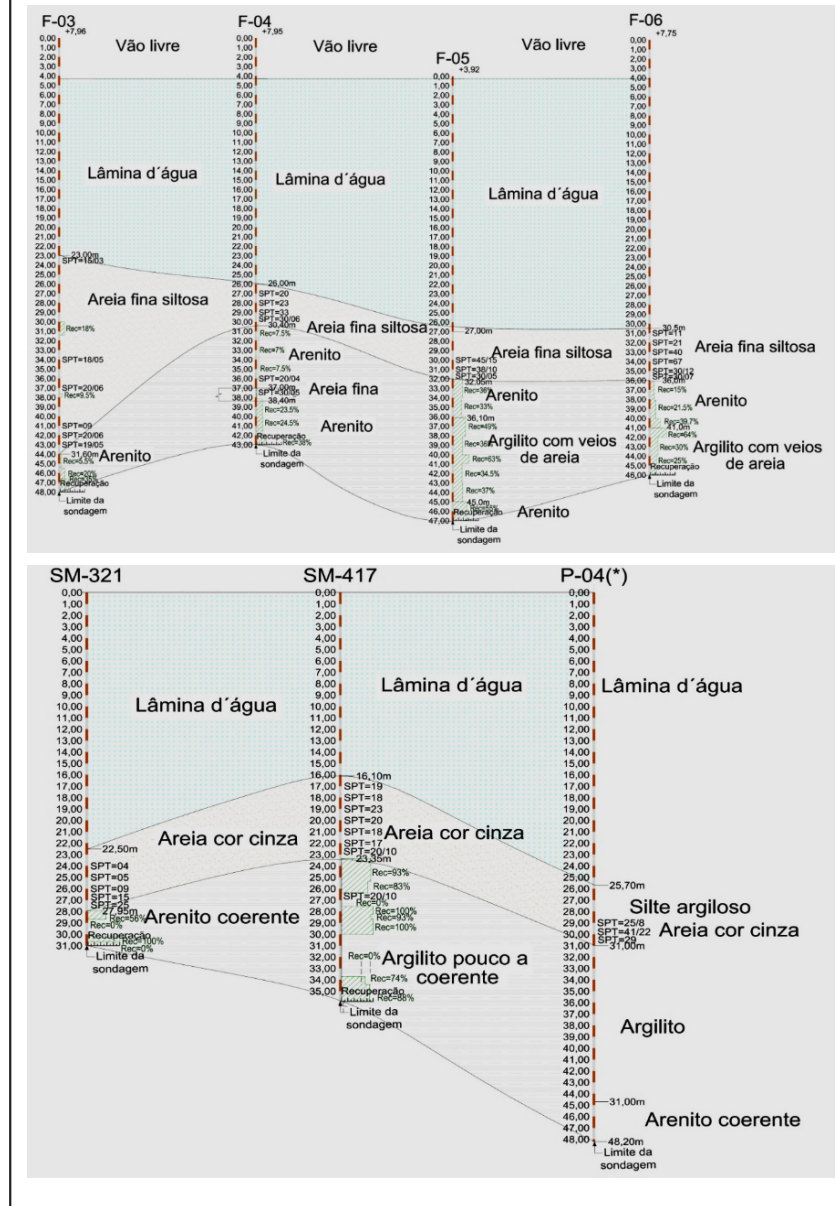
Para a análise dos dados, utilizou-se os ensaios SPT dos furos F-03, F-04, F-05, F-06, SM-321 e P-04, presentes nas Figuras 4 e 5, de acordo com a proximidade do dolfim em questão.

Figura 4. Imagem em satélite do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira, com indicação dos furos dos ensaios SPT.



O perfil do solo, com os respectivos ensaios SPT dos furos, foram disponibilizados de acordo com a Figura 5.

Figura 5. Perfil do solo com ensaios SPT e RQD dos furos.



3. Resultados

A partir dos ensaios SPT coletados, os dados foram consolidados na Tabela 3 abaixo.

Tabela 3. Dados dos ensaios SPT nos diferentes furos em cada profundidade.

Prof. (m)	F-03	F-04	F-05	F-06	SM-321	P-04	Média	Desvio Padrão	DP Ajusta
24	150	-	-	-	4	-	77	103,24	103,2
25	-	-	-	-	5	-	5	-	103,2
26	-	-	-	-	9	-	9	-	3,54
27	-	20	-	-	15	-	17,5	3,54	3,54
28	-	23	-	-	25	-	24	1,41	1,41
29	-	33	-	-	-	94	63,5	43,13	43,13
30	-	150	90	-	-	56	98,67	47,6	47,6
31	-	-	114	11	-	29	51,33	55,01	55,01
32	-	-	180	21	-	-	100,5	112,43	112,43
33	-	-	-	40	-	-	40	-	28,99
34	108	-	-	67	-	-	87,5	28,99	28,99

Os ensaios SPT que possuíam menos que 30 golpes foram ajustados para 30 golpes, através de interpolação linear a fim de garantir a homogeneidade dos dados e evitar incongruência nos resultados.

As camadas com profundidades inferiores a 24 metros e superiores a 34 metros foram desconsideradas para efeitos de cálculo, ou por possuírem apenas um dado, inviabilizando o uso do método FOSM, ou por fazer parte da camada de arenito, que está fora do escopo da análise, respectivamente.

Como houve falta de alguns dados e divergências entre as profundidades das camadas de areia, foi necessário fazer alguns ajustes para prosseguir no cálculo. Tais ajustes envolveram aquelas profundidades em que havia apenas um dado e, conseqüentemente, não havia variabilidade (profundidade de 25 m, 26 m e 33 m). Nestas situações, foi utilizada a variabilidade da camada adjacente e, especificamente para a profundidade de 33 metros, onde havia duas camadas adjacentes, optou-se pela que possuía menor variabilidade, pois a variabilidade da camada adjacente da profundidade superior suplantou muito as demais.

A partir daqui, calculamos o perímetro e a área da ponta, sabendo que, segundo especificações de projeto, a estaca possui diâmetro de 200cm.

$$P = \pi d = \pi * 2 = 6,28 \text{ m} \tag{3.1}$$

$$A_p = \pi r^2 = \pi * 1 = 3,14 \text{ m}^2 \tag{3.2}$$

Como os dados de $N_p = 87,50$ e $\sum_{i=24}^{33} N_{med} = 486,50$ foram obtidos através da Tabela 1, aplica-se os valores encontrados na Equação 2.3:

$$Q_u = 3,14 * \frac{0,8 * 87,5}{3} + 6,28 * \frac{0,02 * 0,8 * 486,5}{6} * 1$$

$$Q_u = 73,30 + 8,15 = 81,45 \text{ kN}$$

Em seguida, calculou-se a variância das variáveis independentes a partir do seu desvio padrão, conforme Tabela 4.

Tabela 4. Cálculo da variância.

Profundidade (m)	Nspt médio	Desvio Padrão	Variância
24	77	103,24	10658
25	5	103,24	10658
26	9	3,54	12,5
27	17,5	3,54	12,5
28	24	1,41	2
29	63,5	43,13	1860,5
30	98,67	47,6	2265,33
31	51,33	55,01	3026,33
32	100,5	112,43	12640,5
33	40	28,99	840,5
34	87,5	28,99	840,5

A equação de desempenho dada por:

$$FS = \frac{Q_U}{Q_{trab}} \quad (3.3)$$

Optou-se por adotar um fator de segurança médio $E[FS] = 3$ para a análise da probabilidade de ruptura da estaca. Assim, temos que a tensão admissível é:

$$Q_{trab} = \frac{81,45}{3} = 27,15$$

Dando continuidade no método FOSM, calculamos os incrementos do fator de segurança (dFS) a partir das variações nas variáveis independentes aleatórias, utilizando um incremento $dx_i = 0,1x_i$.

Tabela 5. Cálculo do dFS.

Prof. (m)	xi	dx _i	xi + dx _i	FS incremental	dFS
24	77	7,7	84,7	3,00475	0,00475
25	5	0,5	5,5	3,00031	0,00031
26	9	0,9	9,9	3,00056	0,00056
27	17,5	1,75	19,25	3,00108	0,00108
28	24	2,4	26,4	3,00148	0,00148
29	63,5	6,35	69,85	3,00392	0,00392
30	98,67	9,87	108,53	3,00609	0,00609
31	51,33	5,13	56,47	3,00317	0,00317
32	100,5	10,05	110,55	3,0062	0,0062
33	40	4	44	3,00247	0,00247
34	87,5	8,75	96,25	3,26998	0,26998

Em seguida, prosseguiu-se ao cálculo da variância total do FS a partir das parcelas de variância de cada variável, pela Equação 2.2.

Tabela 6. Cálculo do V[FS] total.

xi	Dxi	dFS	dFS/dxi	(dFS/dxi) ² * Var
77	7,7	0,00475	6,17E-04	4,06E-03
5	0,5	0,00031	6,17E-04	4,06E-03
9	0,9	0,00056	6,17E-04	4,76E-06
17,5	1,75	0,00108	6,17E-04	4,76E-06
24	2,4	0,00148	6,17E-04	7,62E-07
63,5	6,35	0,00392	6,17E-04	7,08E-04
98,67	9,87	0,00609	6,17E-04	8,63E-04
51,33	5,13	0,00317	6,17E-04	1,15E-03
100,5	10,05	0,0062	6,17E-04	4,81E-03
40	4	0,00247	6,17E-04	3,20E-04
87,5	8,75	0,26998	3,09E-02	8,00E-01
Total V[FS]				0,816

Portanto, $V[FS] = 0,816$, e assim, o desvio padrão é $\sigma [FS] = 0,903$.

O índice de confiabilidade β e o z_{crit} são dados por:

$$\beta = \frac{E[FS] - 1}{\sigma[FS]} \tag{3.4}$$

$$\beta = \frac{3 - 1}{0,903} = 2,21$$

$$z_{crit} = \frac{1 - E[FS]}{\sigma[FS]} \tag{3.5}$$

$$z_{crit} = \frac{1 - 3}{0,903} = -2,21$$

Pela tabela da distribuição normal, para valores entre $(0 \leq z \leq z_0)$, encontramos o valor de $z_{crit}=0,4864$.

Tem-se então que a probabilidade de ruptura é:

$$PR = 0,5 - 0,4864 = 0,0136$$

Adotou-se o mesmo procedimento acima para calcular a probabilidade de ruptura utilizando um fator de segurança $FS = 2$ e o resultado encontrado foi 0,0485.

4. Discussão

De acordo com Meyerhof (1995), recomenda-se que a probabilidade de ruptura em projetos de fundações deva estar entre 0,0004 a 0,0001. Utilizando o normativo do Código Europeu, o Eurocode EN (1990), que estabelece os limites de probabilidade de ruptura para um período de referência de 50 anos de acordo com seu porte, temos que, para as obras de grande porte, denominadas RC3, o limite é o valor aproximado de 0,00000854, conforme a Tabela 7.

Tabela 7. Requisitos do Eurocode EN.

Código	Porte da Obra	Limite de PR	Limite de β
RC1	Pequeno Porte	0,000483	3,30
RC2	Obras Comerciais	0,0000723	3,80
RC3	Grande Porte	0,00000854	4,30

A Tabela 8 apresenta parâmetros aceitáveis de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade para estacas, com base em Clemens (1983) e na Norma Militar americana MIL – STD – 882.

Tabela 8. Aceitabilidade segundo a norma MIL – STD – 882.

β	Ocorrência	Nível de risco	PR
-7,94	Certeza	-	1,00
0,00	50% probabilidade	-	0,50
0,52	Frequente	A	0,30
1,88	Provável	B	0,03
2,75	Ocasional	C	0,003
3,43	Remota	D	0,0003
4,01	Muito remota	E	0,00003
4,53	Improvável	-	0,000003

Percebe-se, portanto, que a probabilidade de ruína com base nos resultados obtidos possui ocorrência provável e nível de risco B, sendo pouco aceitáveis analisando-se apenas a camada de areia.

Segundos os resultados apresentados, tem-se que, para um fator de segurança $FS = 3$, a probabilidade de ruptura na camada de areia não se encontra dentro de parâmetros completamente seguros segundo a bibliografia apresentada. E diminuindo o fator de segurança para $FS = 2$, a probabilidade de ruptura apresentou um aumento de 256%, o que sinaliza uma tendência maior ao risco e à ruptura. Assim, somente se considerando as camadas de solo, os elementos de fundação não atingiram um nível aceitável de confiabilidade. A consideração dos estratos rochosos na análise, com a consequente incorporação da formulação de capacidade de carga com os métodos probabilísticos certamente levaria os valores de PR a intervalos aceitáveis para o porte da presente obra.

Assim, tais resultados devem ser analisados com foco na proposta estabelecida, a qual se refere à aplicação dos cálculos considerando a hipótese da execução das estacas somente nas camadas de solo. Desta forma, o trabalho visa exemplificar a técnica de integração entre métodos probabilísticos e metodologias voltadas para o cálculo da capacidade de carga para fundações profundas. Com este procedimento, é possível quantificar a variabilidade da variável FS , bem como mensurar a probabilidade de ruptura associada a cada valor de FS aplicado. Isso demonstra a interdependência entre FS e PR e a ligação com as variabilidades das variáveis independentes, fornecendo um caminho metodológico estruturado para se fixar um valor de fator de segurança para dada obra em função da PR a ser adotada com base na importância da construção.

5. Conclusões

O projeto construtivo das estacas no qual se baseia este estudo, disponibilizado pela VALE S.A., considerou as camadas de areia e a de arenito no cálculo da tensão admissível. Porém, deve-se ressaltar que, na análise da probabilidade de ruptura apresentada, o cálculo se refere apenas à camada de areia, desconsiderando a camada de arenito que se encontra logo abaixo, em virtude de não possuir ensaios SPT.

A probabilidade de ruptura encontrada, no valor de 0,0136, não atingiu um nível aceitável de confiabilidade. Mas ressalta-se que esta análise tem como foco principal demonstrar a união entre o método probabilístico e a capacidade de carga, considerando esta apenas para as camadas não rochosas do solo. Não significa, portanto, que a estaca irá romper, pois não foram considerados todos os estratos rochosos na análise.

Por isso, é importante ter em mente que este trabalho não analisa a ruína da estaca como um todo, mas apenas a influência da camada de areia em suas tensões, de modo a identificar quais fatores são os que mais influenciam a probabilidade de ruptura da fundação.

Esta análise se mostra importante em virtude da complexidade e do grande valor econômico envolvido na obra, em especial por ser uma obra offshore, a qual merece uma atenção especial no projeto e execução a fim de reduzir riscos e possíveis problemas causados por fatores estruturais associados à ruína das camadas submersas.

6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à empresa VALE S.A. pela disponibilização das informações necessárias para a realização deste estudo.

7. Referências

- ABNT (2019). NBR 6122/2019 Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- Amancio, L. B. (2013). Previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais artificiais do tipo perceptron.
- Aoki, N., & Velloso, D. D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 1, pp. 367-376). Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Azevedo, G. F. (2015). Sistema de análise quantitativa de risco por escorregamentos rasos deflagrados por chuvas em regiões tropicais. Tese de Doutorado em Geotecnia. Brasília, Universidade de Brasília.
- Chen, J. C., Jan, C. D., & Lee, M. H. (2007). Probabilistic analysis of landslide potential of an inclined uniform soil layer of infinite length: theorem. *Environmental geology*, 51(7), 1239-1248.
- EN 1990, C. E. N. (2002). Eurocode: Basis of structural design. United Kingdom: British Standards Institute.
- Clemens, P. L. (1983). Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882. Jacobs Sverdrup, Handbook 6000-8. *Journal of the System Safety Society*, Vol. 18, No. 4.
- Das, B. M. (2007). Principles of Foundation Engineering 6th Edition. Thomson.
- Décourt, L., & QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (Vol. 6, No. 1978, pp. 45-53).

- Eurocode EN (1990). Eurocode – Basis of Structural Design. CEN 2002.
- FALCONI, F. F., Corrêa, C. N., Orlando, C., Schimdt, C., Antunes, W. R., Albuquerque, P. J., ... & Niyama, S. (1998). Fundações: teoria e prática. 2a edição. Editora Pini. São Paulo.
- Harr, M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. McGraw-Hill Book Company, New York, USA, 291 p.
- Lopes, G. M. (2013). Aplicação de monoestacas cravadas em turbinas eólicas offshore.
- Meyerhof, G. G. (1995). Development of geotechnical limit state design. Canadian Geotechnical Journal, 32(1), 128-136.
- Sayão, A. S. F. J. (2018). Considerações sobre análises probabilísticas de estabilidade de taludes de barragem (Doctoral dissertation, PUC-Rio).
- Schulze, T. (2013). Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos.
- Sousa, D. H. S. (2020). Obtenção de modelos probabilísticos para parâmetros geotécnicos: estudo de caso. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Ouro Preto, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Teixeira, C. Z. (1993). Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis (Doctoral dissertation, Dissertação (Mestrado em geotecnia), Escola de engenharia de São Carlos-USP, São Carlos).
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2014). Pile design and construction practice. CRC Press.
- Uderman, S., Rocha, C. H., & Cavalcante, L. R. (2012). Modernização do sistema portuário no Brasil: uma proposta metodológica.