

COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE MICROESTACAS: ANÁLISE POR MEIO DE ESTUDO PARAMÉTRICO

Comparison of geotechnical and structural design methods
for micropiles: Analysis through a parametric study

Lucas de Freitas Souza^{a,b}, Manuel Teixeira Braz Cesar^a, Armando Belato Pereira^b,
António Miguel Verdelho Paula^a

^a Grupo de Investigação em Construção Sustentável (GiCos), Instituto Politécnico de Bragança – Campus de Santa Apolónia, 5300-253 Bragança, Portugal.

^b Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET/MG – Campus Varginha, Brasil.

RESUMO – Este artigo apresenta uma análise crítica de diferentes métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural aplicáveis a microestacas. Foram avaliados métodos clássicos e contemporâneos, considerando-se variáveis geométricas como o diâmetro de perfuração, comprimento da raiz e propriedades da armadura tubular. A metodologia incluiu um estudo de caso real, baseado em dados de campo e parâmetros obtidos por sondagem dinâmica, complementado por análises paramétricas implementadas em ambiente computacional. Os resultados permitiram quantificar a sensibilidade de cada método às alterações geométricas, destacando as divergências entre critérios de capacidade de carga do solo e de estabilidade estrutural. Verificou-se que alguns métodos apresentam variações significativas nos resultados. A abordagem adotada proporciona uma base técnica mais sólida para a comparação entre diferentes modelos de dimensionamento de fundações profundas, contribuindo para escolhas mais fundamentadas em projetos de fundações em ambientes urbanos ou industriais.

ABSTRACT – This paper presents a critical analysis of different geotechnical and structural design methods applicable to micropiles. Both classical and contemporary approaches were evaluated, considering geometric variables such as borehole diameter, root length, and steel casing properties. The methodology included a real case study based on field data and parameters obtained from dynamic probing tests, complemented by parametric analyses conducted in a computational environment. The results allowed for quantifying the sensitivity of each method to geometric variations, highlighting the discrepancies between soil bearing capacity criteria and the structural stability assumptions. It was found that some methods exhibit significant variations in their results. The adopted approach provides a more robust technical basis for comparing different deep foundation design models, contributing to more informed decisions in foundation projects for urban or industrial environments.

Palavras Chave – microestaca, análise paramétrica, capacidade de carga.

Keywords – micropiles, parametric analysis, bearing capacity.

E-mails: lucasfsouza991@gmail.com (L. Souza), brazcesar@ipb.pt (M. Cesar), armandobelato@cefetmg.br (A. Pereira), mpaula@ipb.pt (A. Paula)

ORCID: orcid.org/0009-0008-4455-8117 (L. Souza), orcid.org/0000-0001-5640-0714 (M. Cesar), orcid.org/0000-0002-5229-5483 (A. Pereira), orcid.org/0000-0003-4788-8644 (A. Paula)

1 – INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das microestacas teve origem no contexto de reconstrução pós-Segunda Guerra Mundial, quando diversos edifícios apresentavam danos estruturais, exigindo soluções de reforço de fundações com mínima interferência nas construções vizinhas. Diante desse cenário, no ano de 1952, o Doutor Fernando Lizzi desenvolveu o elemento de reforço por meio de um projeto de recalçamento eficaz ao criar uma rede de estacas finas moldadas *in loco* e armaduras de aço que pode ser executada em qualquer tipo de solo. A principal ideia de Lizzi era produzir um complexo de fundação por meio de sistema reticulado que simula raízes de árvore e consolida o solo, transformando-o em uma espécie de “solo armado”, nesse contexto surge “*pali radice*”, que significa: estacas em raiz. A aplicação da técnica foi tão impactante e após a apresentação de Lizzi no “X Convegno di Geotecnica” várias empresas começaram a desenvolver estacas com processos semelhantes, no entanto sem especificações sobre a pressão de injeções (Barbosa, 2019; Antunes, 2012; Alonso, 2016; Teixeira, 2014; Brito, 2000).

De acordo com Francisco (2007), Gonçalves (2010) e Antunes (2012), em Portugal as primeiras execuções de microestacas foram na transição das décadas de 1970 para 1980, em reforço e recalçamento de fundações superficiais. Na década seguinte, foram aplicadas para reabilitação de edificações antigas. Atualmente, microestacas se tornaram uma solução preferencial em obras de reabilitação urbana, graças à sua adaptabilidade, baixa intrusão e versatilidade, como pode ser evidenciado em casos emblemáticos, como a reabilitação do Theatro Circo em Braga e do Hotel Lanidor em Lisboa. Segundo Barbosa (2019) e Lima (2008), no Brasil, os elementos de reforço foram introduzidos também na transição das décadas de 1970 e 1980 pelo professor Costa Nunes sob a denominação de presso-ancoragem, basicamente eram tirantes injetados que conseguiam trabalhar sob compressão. Atualmente, devido as inovações tecnológicas as microestacas se diferenciam dos demais métodos por causa da sua viabilidade, sendo essa afirmação confirmada por Cabral (1986) ainda no início de desenvolvimento do elemento estrutural no país.

Observa-se que grande parte dos estudos se concentram em abordagens mais isoladas, como determinar a capacidade geotécnica da raiz, ou verificar a estabilidade de elementos estruturais, ou trabalhar em conceitos acerca do reforço e reabilitação das fundações, sendo esses aspectos muito importantes para uma aplicação real. Diante disso, o objetivo do trabalho é complementar os avanços da literatura, com a inclusão de informações relevantes para microestaca, como: variações geométricas por meio de uma comparação entre os diferentes métodos de cálculo para capacidade estrutural e geotécnica. Com base neste enquadramento, o presente artigo propõe uma contribuição relevante ao estudo das microestacas, por meio de uma abordagem paramétrica baseada em dados de um estudo de caso.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Dimensionamento da capacidade geotécnica

As incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e à caracterização do solo, a estimativa da capacidade de suporte da raiz deve ser prioritariamente avaliada no dimensionamento de fundações profundas, já que é a resistência do solo que estabelece o limite inicial à transferência de cargas. Sendo assim, existem vários métodos que estimam a resistência lateral do fuste por meio de diferentes variáveis. O atrito superficial lateral é o mais frequente, com um papel fundamental no procedimento de cálculo. Uma vez obtida a resistência por meio dos métodos é necessário verificar a capacidade de suporte da raiz por meio da verificação da segurança da raiz, com coeficiente parcial de redução ou fator de segurança global, conforme definido pelas Equações 1 e 2.

$$R_d = \frac{R_p}{\gamma_b} + \frac{R_L}{\gamma_s} \quad (1)$$

$$R_{adm} = \frac{R_p + R_L}{FS} \quad (2)$$

onde R_d é a resistência de cálculo total da raiz da microestaca/estaca (kN); R_{adm} é a resistência admissível da raiz da microestaca/estaca; R_p é a resistência de ponta (kN); R_L é a resistência lateral (kN); γ_b é o coeficiente parcial de redução da resistência de ponta; γ_s é o coeficiente parcial de redução da resistência lateral e FS é o fator de segurança global.

Diversos autores contribuíram para a estimativa da resistência da raiz em fundações profundas. Alguns métodos originalmente desenvolvidos para ancoragens, como os de Littlejohn e Bruce (1975) e Bowles (1996), são frequentemente adaptados para o dimensionamento de microestacas. De forma semelhante, métodos semiempíricos inicialmente propostos para estacas convencionais, como os de Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Décourt e Quaresma (1978), também podem ser utilizados, com as devidas adaptações, no contexto das microestacas.

2.1.1 – Microestaca

2.1.1.1 – Método de Fernando Lizzi (1982)

Dentre todos os métodos utilizados para verificar a capacidade da raiz da microestaca, a Teoria de Lizzi (1982) é a mais usual. O grande diferencial dessa metodologia é a presença de coeficientes em relação ao diâmetro de furo e uma variável para determinar o atrito superficial que irão ponderar o resultado da resistência lateral. A Equação 3 mostra a fórmula que descreve a teoria.

$$R_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_m \cdot J \quad (3)$$

onde D é o diâmetro de perfuração da microestaca (m); L é o comprimento da raiz (m); τ_m é a variável do atrito superficial lateral médio (kPa) e J coeficiente de influência do furo.

A variável que pondera o atrito superficial lateral médio limite é encontrada por meio de algumas tabelas, Lizzi (1982) estabelece uma classificação conforme a compactidade do solo para determinação do coeficiente em questão. De um ponto de vista mais físico, esse parâmetro indica a resistência ao corte na interface solo-estaca. Por sua vez, o coeficiente de influência do furo é estimado por meio de uma correlação com o diâmetro nominal de projeto (diâmetro de perfuração) conforme o Quadro 1.

Quadro 1 – Atrito superficial lateral médio e coeficiente de influência de furo (adaptado de Lizzi, 1982).

Atrito Superficial Lateral Médio		Influência do furo	
Tipo de solo	τ_m (kPa)	D (m)	J
Solo mole	50	0,10	1,00
Solo solto	100	0,15	0,90
Compacidade média	150	0,20	0,85
Muito rígido, cascalho, areias	200	0,25	0,80

2.1.1.2 – Método de Bustamante e Doix (1985)

O trabalho de Michel Bustamante e Bernard Doix nomeado “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*” publicado em 1985 possui uma metodologia empírica e original para o dimensionamento de microestacas e tirantes, os autores mencionam uma vasta base experimental composta com 120 ensaios em escala real em 34 locais geotécnicos diferentes. O

método baseia-se em dois tipos de esforços: carregamento (compressão) e arrancamento (tração), conduzidos no Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC) e por pesquisadores internacionais. Os autores destacam a importância da pressão de injeção na raiz do tirante/microestaca. A formulação fundamental do método de Bustamante e Doix (1985) baseia-se no equilíbrio entre a tração limite da microestaca/tirante e o fator de atrito lateral ao longo do fuste, conforme descrito pela Equação 4:

$$R_L = \sum_{i=1}^n \pi \cdot \alpha \cdot D_i \cdot L_i \cdot q_{s,i} \quad (4)$$

onde D_i é o diâmetro de perfuração na camada i (m); L_i é o comprimento da raiz na camada i ; $q_{s,i}$ é o atrito superficial lateral unitário limite (kPa), essa variável é obtida por meio dos âbacos empíricos de Bustamante e Doix (1985) e α é o coeficiente de majoração do diâmetro de perfuração, com base no tipo de injeção (IGU – Injeção global única e IRS – Injeção repetitiva seletiva) de acordo com o Quadro 2.

Quadro 2 – Coeficiente α (adaptado de Bustamante e Doix, 1985).

Tipo de solo	Coeficiente α		Quantidade mínima de calda recomendada (Vi)
	IRS	IGU	
Cascalho (Grave)	1,8	1,3 a 1,4	$1,5 \times V_s$
Cascalho arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4	$1,5 \times V_s$
Areia com cascalho	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3	$1,5 \times V_s$
Areia grossa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia média	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia fina	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia siltosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 a 2 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 \times V_s$ (IGU)
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2	$2 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 \times V_s$ (IGU)
Argila	1,8 a 2,0	1,2	$2,5 a 3 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 a 2 \times V_s$ (IGU)
Marga / Marga calcária	1,8	1,1 a 1,2	$1,5 a 2 \times V_s$ (para camadas compactas)
Greda alterada ou fragmentada			$2 a 6 \times V_s$ ou mais, se for camada fraturada
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	$1,1 a 1,5 \times V_s$, se finamente fissurada
			$2 \times V_s$ ou mais, se fraturada

Por fim, para esforços à compressão, os autores consideram uma parcela adicional da resistência de ponta. Os autores fornecem duas equações: simplificada e detalhado. A primeira abordagem assume que a resistência de ponta contribui com 15% da resistência lateral total, por utilizar uma probabilidade é necessário menos dados, sendo assim é importante para situações com informações imprecisas. A segunda abordagem é mais detalhada, ao utilizar um fator de capacidade de carga dependente do tipo de solo k_p e a pressão de injeção p_i . As Equações 5 e 6 mostram as abordagens descritas.

$$R_p = 0,15 \cdot R_L \quad (5)$$

$$R_p = A_{ponta} \cdot k_p \cdot p_i \quad (6)$$

onde A_{ponta} é a área da ponta da microestaca (m^2).

Vale destacar, que o fator k_p é diferente para cada tipo de solo de acordo com Bustamante e Doix (1985):

- 1,2 para areias e cascalhos;
- 1,6 para argilas;
- 1,8 para argilas densas;
- 1,5 para rochas alteradas ou fragmentadas.

2.1.2 – Ancoragens

Os métodos de Littlejohn e Bruce (1975) e Bowles (1996) foram apresentados como teorias para o dimensionamento de ancoragens e tirantes. Segundo Macnab (2002), o comportamento de interação com os solos é semelhante, ambos os elementos podem ser utilizados para reabilitação, possuem diâmetros pequenos e mecanismo de resistência por atrito lateral.

2.1.2.1 – Método de Littlejohn e Bruce (1975)

Stuart Littlejohn e Donald Bruce (1975) introduzem a metodologia em seu livro “Rock anchors – state of the art” e trazem uma abordagem de análise baseada em tirantes e ancoragens. É perceptível pelo título do livro e pelo conteúdo que os autores trazem uma perspectiva de ancoragens predominantemente em rochas. Com isso eles determinam o dimensionamento da ancoragem com base no diâmetro D e comprimento L , conforme definido pela Equação 7:

$$R_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau \quad (7)$$

Nota-se a presença da variável τ , que descreve a tensão de aderência entre a argamassa injetada e o solo em kPa. Os autores fornecem várias tabelas que auxiliam na obtenção/estimativa do valor, entretanto essas referências são aplicadas para rochas e não para outros tipos solos. No entanto, a FHWA (2005) – *Federal Highway Administration* fornece uma tabela que pode ser aplicada para determinar o valor em questão. A Figura 1 mostra os valores da tabela.

Como pode ser notado, o Método de Littlejohn e Bruce (1975) é bem parecido com o de Lizzi (1982). Ambos possuem os mesmos parâmetros a diferença é a presença da variável que descreve a tensão de aderência entre a argamassa injetada que depende do tipo de processo de injeção da microestaca. Segundo FHWA (2005), as microestacas podem ser divididas:

- Tipo A = Injeção por gravidade, injeção da calda de cimento sem pressão;
- Tipo B = Injeção sob pressão de até 1 MPa durante a retirada do revestimento/trado, é denominado IGU – Injeção Global Única em FOREVER (2005) e Ministério de Fomento (2005);
- Tipo C = Nesse tipo são 2 injeções. A primeira é por gravidade (Tipo A), após 15 a 25 minutos é realizada uma segunda injeção com pressão superior a 1 MPa;
- Tipo D = Nesse tipo podem ser 2 ou várias injeções. A primeira é por gravidade (Tipo A) ou pressão (Tipo B), após algumas horas é realizada uma nova injeção com tubos *manchettes*. Segundo FOREVER (2005), esse tipo de injeção recebe o nome de Injeção Repetitiva Seletiva – IRS.

Descrição do Solo / Rocha	Tensão Última de Ligação Calda-Solo - kPa (psi)			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Silte e Argila (com alguma areia) (macio, plasticidade média)	35–70 (5–10)	35–95 (5–14)	50–120 (5–17,5)	50–145 (5–21)
Silte e Argila (com alguma areia) (rígido, denso a muito denso)	50–120 (5–17,5)	70–190 (10–27,5)	95–190 (14–27,5)	95–190 (14–27,5)
Areia (com algum silte) (fina, solta a média densidade)	70–145 (10–21)	70–190 (10–27,5)	95–190 (14–27,5)	95–240 (14–35)
Areia (com silte e cascalho) (fina a grossa, média a muito densa)	95–215 (14–31)	120–360 (17,5–52)	145–360 (21–52)	145–385 (21–56)
Cascalho (com alguma areia) (média a muito densa)	95–265 (14–38,5)	120–360 (17,5–52)	145–360 (21–52)	145–385 (21–56)
Tili Glacial (silte, areia, cascalho) (média a muito densa, cimentada)	95–190 (14–27,5)	95–310 (14–45)	120–310 (17,5–45)	120–335 (17,5–48,5)
Folhelhos Macios (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	205–550 (30–80)	N/D	N/D	N/D
Xistos e Folhelhos Duros (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	515–1.380 (75–200)	N/D	N/D	N/D
Calcário (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	1.035–2.070 (150–300)	N/D	N/D	N/D
Arenito (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	520–1.725 (75,5–250)	N/D	N/D	N/D
Granito e Basalto (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	1.380–4.200 (200–609)	N/D	N/D	N/D

Fig. 1 – Tensão última de ligação calda-solo (adaptado de FHWA, 2005).

2.1.2.2 – Método de Joseph Bowles (1996)

O método proposto por Joseph Bowles, no livro “*Foundation Analysis and Design*” em 1996 propõe uma solução para o dimensionamento de ancoragens direcionado a “*Sheet-Pile Anchorages*”, entretanto pode ser adaptada para dimensionar a resistência lateral de uma microestaca. A fórmula em questão pode ser visualizada na Equação 8:

$$R_L = \pi \cdot \sum_{i=1}^n D_i \cdot L_i \cdot [\gamma_i \cdot h_i \cdot K_{0,i} \cdot \tan(\delta_i) + c_{a,i}] \quad (8)$$

onde D_i é o diâmetro de perfuração na camada i (m); L_i é o comprimento da raiz na camada i (m); h_i comprimento da ancoragem/raiz da microestaca na camada i (m); γ_i peso específico da camada i (kN/m³); δ_i é o ângulo de atrito solo-cimento (assumido igual ao ângulo de atrito interno ϕ) (°); $c_{a,i}$ é a adesão da calda com o solo (usualmente estimada como a coesão efetiva do solo ou uma fração de s_u – resistência não drenada do solo) (kPa) e o $K_{0,i}$ é o coeficiente de empuxo lateral do solo em repouso.

O coeficiente de empuxo lateral do solo em repouso é determinado por meio da fórmula de Jaky (1948) exposta na Equação 9:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi_i) \quad (9)$$

onde ϕ_i é o ângulo de atrito efetivo do solo na camada i (°).

2.1.3 – Estacas convencionais

Os métodos de Aoki e Veloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) são destinados para as estacas convencionais, cravadas e escavadas no geral. Os autores possuem coeficientes/fatores que se adequam ao tipo de estaca. Dentre eles, destaca-se a estaca raiz que, de acordo com FHWA (2005), é o tipo original de microestaca desenvolvidos por Lizzi (1982).

2.1.3.1 – Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso descrito primeiramente na literatura “*An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*” de Aoki e Velloso (1975), posteriormente descrito também por Fantine et al. (2000), Cintra e Aoki (2010) foi desenvolvido no ano de 1975 por meio de um estudo de comparação entre provas de cargas e sondagens SPT. Inicialmente, os autores se basearam nos ensaios de penetração estática do cone de Begeman com luva de atrito, *Cone Penetration Test* (CPT). Com isso, obtiveram uma resistência de ponta do cone (q_c) definido pela Equação 10 e o atrito lateral unitário da luva (f_s) pela Equação 11, que são minorados por dois fatores de correção.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (10)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (11)$$

Os fatores de correção presentes nas Equações 10 e 11, levam em consideração o efeito escala e são determinados para corrigir a diferença de comportamento entre estaca (protótipo) e o cone do ensaio CPT (modelo), ressalta-se que o método/processo executivo de cada tipo de estaca influencia no valor. Como pode ser observado no Quadro 3 referente aos fatores de correção, o método não é exclusivo para microestacas, mas pode ser adaptado ao considerar fatores para uma estaca raiz convencional.

Quadro 3 – Fatores de correção (Cintra e Aoki, 2010).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 \cdot F_1$
Metálica	1,75	$2 \cdot F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 \cdot F_1$
Escavada	3,00	$2 \cdot F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	$2 \cdot F_1$

Existe um coeficiente de conversão (K) que estabelece a proporcionalidade entre a resistência de ponta, este coeficiente apresenta valores diferentes dependendo do tipo de solo e ele surge por meio de uma função linear que correlaciona os ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) e CPT para fornecer o valor corrigido através do SPT, devido a popularidade do ensaio no Brasil. Além disso, tem-se mais um fator, chamado de razão de atrito (α_{AV}), que correlaciona o atrito local do cone com a ponteira e a tensão de ponta da estaca. O Quadro 4 fornece todos os valores correspondente ao tipo de solo.

A resistência total de uma estaca pode ser determinada por meio da soma da resistência de ponta com a resistência lateral. Conforme demonstrado na Equação 12:

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha_{AV} \cdot K \cdot N_{Li} \cdot L_i) \quad (12)$$

onde R é a resistência total da microestaca (kN); N_P é o valor de N_{SPT} considerado ao nível da ponta da estaca; A_p é a área da base da estaca (m^2); U é o perímetro (m); N_{Li} é o valor médio no N_{SPT} a cada segmento L_i de estaca e L_i é o comprimento da raiz na camada i (m).

Quadro 4 – Coeficiente de conversão e razão de atrito (Cintra e Aoki, 2010).

Solo	K (MPa)	α_{AV} (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

2.1.3.2 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

Foi desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma em 1978 e introduzido no artigo “Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT”. Cintra e Aoki (2010), Pereira et al. (2020) também descrevem essa metodologia. Apesar de direcionar inicialmente para estacas de concreto cravadas, obtendo reconhecimento internacional e nacional nesse campo, Décourt (1996) fez uma atualização no método ao ampliar a aplicação para outros tipos de estacas por meio dos coeficientes empíricos de correção de dados α e β , para refletir a resistência real do solo, na ponta e ao longo do comprimento do fuste da estaca, respectivamente. Segundo o próprio autor esses fatores só devem ser utilizados em caso de inexistência de experiência local. O Quadro 5 demonstra os fatores de correção proposto em 1996.

A resistência de ponta é multiplicada por um coeficiente característico do solo que foi corrigido através de 41 provas de carga realizadas (Cintra e Aoki, 2010; Décourt, 1996). Esse fator que relaciona o solo pode ser consultado no Quadro 6.

Diante do exposto, a resistência total, é a soma da resistência de ponta somado com a resistência lateral. Sendo assim, a Equação 13 é descrita da seguinte forma:

$$R = \alpha_{DQ} \cdot C \cdot \bar{N}_{P(DQ)} \cdot A_p + U \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{\bar{N}_{Li(DQ)}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot L_i \quad (13)$$

onde R é a resistência total da microestaca (kN); $\bar{N}_{P(DQ)}$ é o valor médio de três valores do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, sendo eles: o anterior a ponta ou base, o correspondente e o posterior; A_P é a área da ponta da microestaca (m²); U é o perímetro (m); $\bar{N}_{Li(DQ)}$ é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT por todo o fuste, que deve ser entre 3 a 50 golpes.

Quadro 5 – Coeficientes empíricos α e β (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Coeficiente	Escavadas em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Estaca raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	α_{DQ}	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
	β_{DQ}	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	α_{DQ}	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
	β_{DQ}	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	α_{DQ}	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
	β_{DQ}	0,55	0,60	1,00	1,50	3,00

Quadro 6 – Coeficiente característico do solo (Décourt, 2016).

Tipo de solo	C (kN/m ²)	
	Deslocamento	Escavada
Argilas	120	100
Silte argiloso (residual)	200	120
Silte argiloso	250	140
Areia	400	200

2.2 – Dimensionamento da capacidade estrutural

2.2.1 – Capacidade de suporte da seção sob esforço de compressão

A norma NP EN 1993-1-1 (2005) considera algumas diretrizes para determinar a capacidade de suporte da seção da armadura tubular. De acordo com a norma, na seção 6.3.1, a resistência de cálculo à compressão com encurvadura associada para elementos uniformes deve ser calculada por meio das Equações 14 e 15:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3} \quad (14)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para classe 4} \quad (15)$$

onde $N_{b,Rd}$ é a resistência de cálculo à compressão com encurvadura associada (kN); f_y refere-se à resistência característica do aço (MPa); γ_{M1} é um fator parcial para resistência dos membros à instabilidade avaliada por verificações dos membros; A é a área da seção transversal (m²); A_{eff} é a

área efetiva da seção transversal para elementos de classe 4 (m²). Enfim, tem-se o fator de redução para o modo de encurvadura relevante, χ , pode ser determinado por meio da Equação 16:

$$\chi = \frac{1}{0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] + \sqrt{(0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2])^2 + \bar{\lambda}^2}} \quad (16)$$

O fator α reflete a imperfeição geométrica da estrutura. Para determiná-lo deve-se verificar qual das curvas de encurvadura que o Eurocódigo 3 disponibiliza caracteriza o material. A norma apresenta 5 curvas que podem ser visualizados na Figura 2.

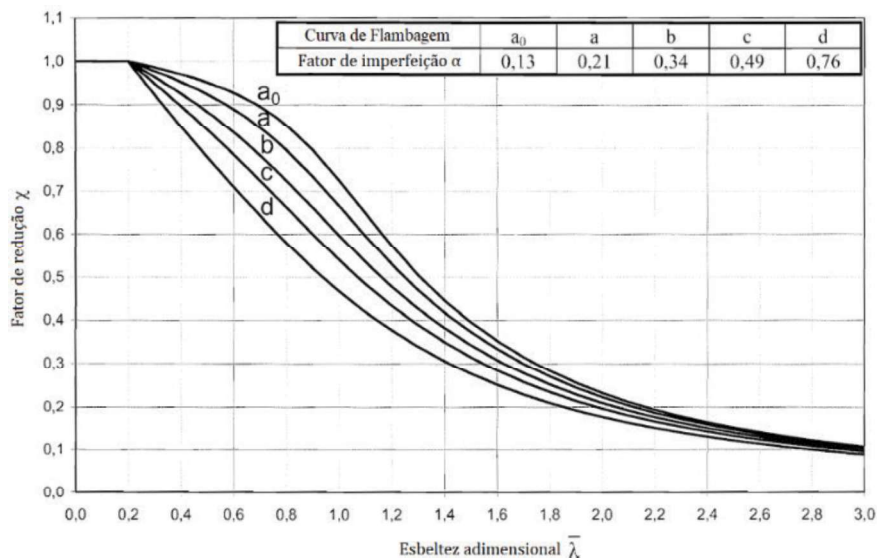


Fig. 2 – Fator de imperfeição e curvas de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1, 2005).

Por fim, pode-se determinar a esbelte adimensional por meio das Equações 17 e 18:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3} \quad (17)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}, \text{ para classe 4} \quad (18)$$

O parâmetro N_{cr} refere-se a carga crítica de encurvadura, embora a norma não forneça uma fórmula, usualmente vários autores/projetistas utilizam a carga crítica de Euler para elementos estruturais. Para a estimativa da capacidade estrutural da microestaca existem outras fórmulas de determinar N_{cr} que consideram as reações horizontais do solo envolto, como o método geométrico de Euler descrito por Timoshenko (1938), Salas (1980) e Souche (1984). O modelo mais utilizado para representar o comportamento do solo é Winkler (1867), que considera a rigidez da mola de Winkler k_h para determinar a ação horizontal, o Quadro 7 fornece alguns valores que podem ser utilizados para o cálculo em MPa.

Quadro 7 – Coeficiente k_h (adaptado de Ministério de Fomento, 2005).

Compacidade das areias	Nível Freático	
	Acima	Abaixo
Muito fofa	1,0 MPa	0,6 MPa
Fofa	2,0 MPa	1,2 MPa
Média	5,0 MPa	3,0 MPa
Densa	10,0 MPa	6,0 MPa
Muito densa	20,0 MPa	12,0 MPa

2.2.2 – Carga crítica de encurvadura

2.2.2.1 – Método de Stephen Timoshenko (1938)

O Método Geométrico de Euler é apresentado por Stephen P. Timoshenko e J. N. Goodier (1938) em seu livro “*Theory of Elasticity*”. Timoshenko e Gere (1985) também abordam de forma mais clara o método no livro “*Theory of Elastic Stability*” e utiliza a Equação de Flexão de uma Viga Plana. Essa equação é adaptada para simular uma microestaca em compressão, essa metodologia considera o solo envolvente no elemento estrutural, portanto o módulo de reação do subsolo E_R , juntamente com a geometria e rigidez a flexão da microestaca influencia na determinação do número de meias-ondas, e consequentemente a carga crítica de Euler será influenciada. A Figura 3 mostra a concepção do modelo do autor.

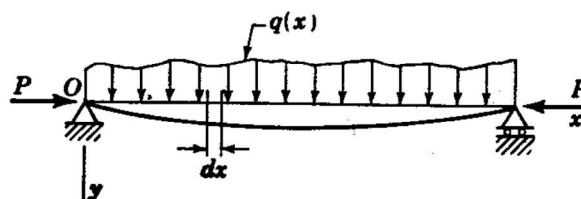


Fig. 3 – Viga envolta por um solo de Winkler (Timoshenko e Gere, 1985).

Timoshenko e Gere (1985) descreve nas primeiras páginas do livro todo o processo para encontrar a equação diferencial, entretanto em vez de utilizar a constante de Winkler para simular uma fundação/solo envolto, o autor usa uma carga distribuída $q(x)$. Não é escopo do presente artigo discutir o processo matemático do método, sendo assim, ao resolver a equação diferencial ordinária e aplicar as condições de contorno, encontra-se as Equações 19 e 20, que definem a condição da microestaca/fundação.

$$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \frac{\pi^2}{L_e^2} \cdot n_{red}^2 + E_{r,red} \cdot \frac{L_e^2}{\pi^2} \cdot n_{red}^{-2} \quad (19)$$

$$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \frac{2\pi^2}{L_e^2} \cdot n_{red}^2 + E_{r,red} \cdot \frac{L_e^2}{2\pi^2} \cdot n_{red}^{-2} \quad (20)$$

Onde a Equação 19 representa uma condição rótula (cabeça)-rótula (base) das extremidades da microestaca e a Equação 20 representa uma condição rótula (cabeça)-apoio fixo (base); E_i é o módulo de elasticidade da seção acoplada (betão + aço) (GPa); I_i é o momento de inércia da seção

acoplada (betão + aço) (m^4); $E_i I_i$ é a rigidez à flexão da seção acoplada (kNm^2); L_e é o comprimento efetivo (m) – comprimento livre mais a metade do comprimento da raiz; $E_{r,red}$ é a redução do módulo de reação horizontal do solo devido a possibilidade do comprimento livre da microestaca estar acima do solo (MPa); n_{red} é o número de meia onda reduzido devido também devido ao mesmo motivo.

O número de meia onda reduzido e o módulo de reação do solo reduzido são determinados pelas Equações 21 e 22, respetivamente.

$$n_{red} = \frac{L_c}{L_e} + \left(1 - \frac{L_c}{L_e}\right) \cdot \frac{L_e}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D_a}{E_i \cdot I_i}} \quad (21)$$

$$E_{R,red} = k_h \cdot D_a \cdot \left(1 - \frac{L_c}{L_e}\right) \quad (22)$$

onde L_c é o comprimento da cabeça da microestaca (m), sendo a parcela do comprimento acima do solo, portanto não é influenciada pela reação horizontal do terreno; L_e é o comprimento efetivo (m); k_h é a rigidez da mola de Winkler (MPa); D_a é o diâmetro da armadura tubular (m). Os outros parâmetros foram comentados em outras equações.

Para o presente estudo de caso foi considerado uma condição da Equação 20: rótula (cabeça) e apoio fixo (base).

2.2.2.2 – Método de Jiménez Salas (1980)

O método de proposto por José Antonio Jiménez Salas foi descrito em no livro “*Geotecnia y Cimientos III*” de 1980 e sua proposta para calcular a carga crítica de encurvadura começa a ser explicada no capítulo 3, o Ministério de Fomento também comenta sobre a metodologia no livro “*Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*” de 2005. Como é perceptível a teoria de Sala é extremamente relevante e abordada em vários livros. A carga crítica de encurvadura é determinada pela Equação 23:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{(L_L + L_{ef})^2} \cdot A \quad (23)$$

onde $E_a I_a$ é a rigidez à flexão da seção transversal do aço (kNm^2); L_L é o comprimento livre da microestaca (m) – parcela que considera apenas a armadura tubular; L_{ef} é o comprimento de extremidade fictícia (m) e A é a constante dependente do tipo de restrição na cabeça da microestaca, que pode ser definida por meio do Quadro 8.

Quadro 8 – Fator A (adaptado de Ministério de Fomento, 2005).

Restrição na cabeça	A
Articulada	2,045
Livre	0,250
Encastrada	4,000
Sem rotação e com deslocamento livre	1,000

Para o estudo de caso, a restrição na cabeça é considerada “Articulada”.

O comprimento de extremidade fictícia é determinado pela Equação 24:

$$L_{ef} = 1,2 \cdot f \cdot \sqrt[4]{\frac{3 \cdot E_a \cdot I_a}{E_L}} \quad (24)$$

Onde E_L é o módulo de elasticidade do solo na ponta da microestaca (MPa); f é coeficiente de relação entre o módulo de elasticidade do solo da primeira camada E_0 com a camada da ponta da microestaca E_L . O Quadro 9 mostra os valores correspondentes de cada relação.

Quadro 9 – Coeficiente de relação entre a camada inicial e final do solo (Ministério de Fomento, 2005).

E_0/E_L	f
0,0	1,70
0,5	1,25
1,0	1,00

2.2.2.3 – Método de Pierre Souche (1984)

A teoria proposta por Pierre Souche em 1984 é bem parecida com o método geométrico de Euler descrito no livro de Timoshenko e Gere “*Theory of elastic stability*” de 1985. Souche propõe sua metodologia em seu artigo “*Étude du flambement de pieux partiellement immergés dans offrant latéralement une réaction élastique purê*”. A Figura 4 mostra a concepção da metodologia de Souche (1984).

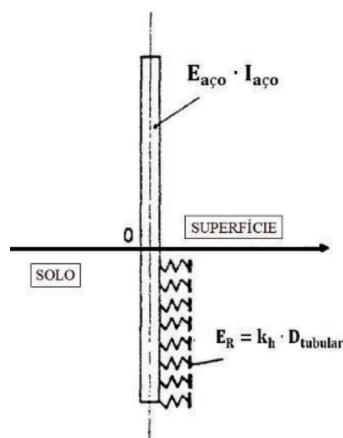


Fig. 4 – Estaca parcialmente cravada no solo (adaptado de Youssef, 2010).

A carga crítica de encurvadura é determinada pela Equação 25:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{L^2} \cdot F(m, w) \quad (25)$$

onde L é o comprimento total da microestaca (m) e $F(m, w)$ valor obtido dos ábacos de Souche de acordo com a condição de contorno que irá determinar a carga crítica.

De acordo com Youssef (2010), Pierre Souche retoma as mesmas hipóteses de outros autores que também desenvolveram métodos para determinar a carga crítica de encurvadura, como Davisson

e Robinson (1965), no entanto Souche considera 8 condições de contorno. Os resultados são apresentados sob uma série de ábacos empíricos, baseados em dois parâmetros principais (m e w) que permitem uma relação com a equação adimensional, como visualizado nas Equações 26 e 27.

$$m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D_a}{E_a \cdot I_a}} \quad (26)$$

$$w = \frac{L_c}{L} \quad (27)$$

Os parâmetros utilizados nas equações já foram discutidos anteriormente.

Para o presente estudo foi considerado a condição: articulada (cabeça) – encastrada (base).

3 – ESTUDO DE CASO

O estudo de caso que direciona os conceitos desse artigo refere-se a um projeto de fundações de uma linha de transporte para contenedores localizada em uma Zona Industrial. A intervenção envolveu tanto fundações diretas quanto fundações profundas como a microestaca, sendo estas aplicadas em situações geotécnicas desfavoráveis, principalmente na base dos pilares localizados no topo do talude. O processo de conhecimento do solo do estudo de caso foi realizado por meio do ensaio Penetrometro Dinâmico (DP - *Dinamic Probing*). O ensaio consiste na determinação do número de pancadas de um pilão com uma determinada massa em queda livre em uma certa altura, essa execução promove um comprimento de penetração, essas características permitem uma classificação do ensaio (Fauzi et al., 2020). Foi utilizado uma correlação empírica estabelecida por Afonso et al. (2016) por meio de 15 ensaios realizados na região de Bragança em Portugal, pelo fato que a maioria dos métodos de cálculo utilizam como base o Ensaio de Penetração Padrão (SPT – *Standard Penetration Test*). A correlação pode ser visualizada por meio da Equação 28:

$$N_{SPT} = 0,96 \cdot N_{DPH} \quad (28)$$

A partir dos resultados, estimaram-se os valores de resistência de ponta R_p e tensão máxima admissível σ_{adm} e o número de pancadas por camada com base na relação empírica com ensaio SPT por meio da Equação 28. Além disso, a heterogeneidade e classificação do solo pode ser evidenciada pelos dados geotécnicos associados à sondagem PDM 1 no Quadro 10.

Quadro 10 – Informações geológico-geotécnicas do estudo de caso.

Zona Geotécnica	Profundidade (m)	Nº pancadas médio N_{SPT}	Tipo de solo
ZG4	0,00 a 5,10	0	Aterro
ZG3	5,10 a 8,00	21	Areias alteradas
ZG2	8,00 a 10,50	38	Areias finas
ZG1	10,50 a 11,90	54	Areias médias

As fundações diretas foram dimensionadas com base na regulamentação em vigor, o Eurocódigo 7, parte 1 (NP EN 1997-1, 2010) e com base no relatório geotécnico. Pelo fato da obra estar junto a um talude, optou-se pela utilização de fundações diretas sapatas no pé do talude em conjunto com as microestacas para evitar uma instabilidade geotécnica. De acordo com a necessidade, foram utilizadas no conjunto de fundações (1, 2, 3 e 4) poços constituídos por manilhas

de betão e enchimento com betão ciclópico na base das sapatas e no coroamento das microestacas. Adicionalmente, foram aplicadas vigas de equilíbrio entre os maciços de coroamento do elemento de reforço para uniformizar os deslocamentos entre os elementos e garantir a distribuição da reação vertical na base dos pilares, conforme pode ser visualizado na Figura 5.

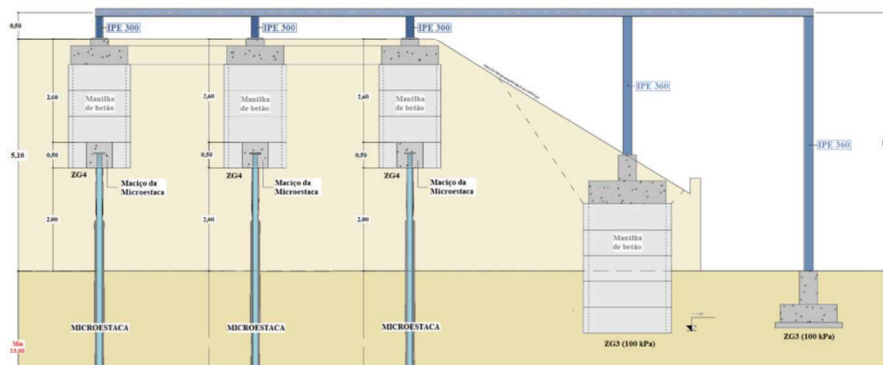


Fig. 5 – Detalhamento da seção do estudo de caso.

A armadura da microestaca (tubo metálico) tem um diâmetro de 88,9 mm e espessura de 6,5 mm. A tensão de cedência do aço fornecido é de 595 MPa. No interior do tubo foi colocado um varão de aço A500NR com 32 mm de diâmetro. O betão em todos os elementos de fundação foi C25/30, com resistência à compressão da argamassa/calda de 25 MPa. O elemento estrutural contém 2,00 m de comprimento livre, comprimento de raiz igual a 13,00 metros e diâmetro de perfuração é 160 mm. Outro ponto de destaque é o esforço que chega na fundação, a carga de máxima amplitude suportada pela microestaca é 233,19 kN. A Figura 6 mostra um diagrama de esforços solicitantes enfatizando o maior valor sobre uma microestaca de 233,19 kN.

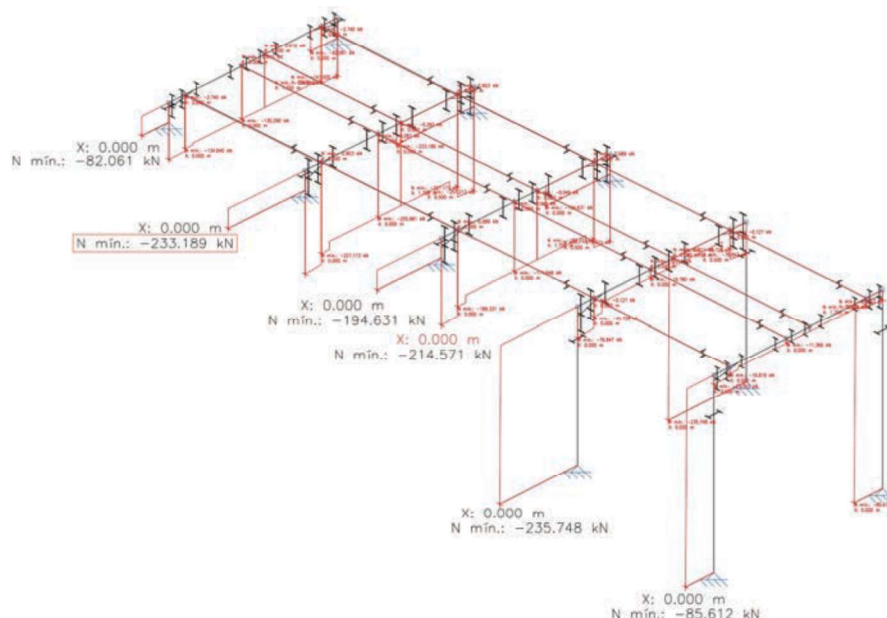


Fig. 6 – Reações verticais.

4 – METODOLOGIA

A metodologia adotada consistiu na elaboração de uma folha em Microsoft Excel, com o objetivo de automatizar os procedimentos de cálculo dos métodos descritos anteriormente. Essa abordagem permite a comparação direta entre os resultados obtidos, por meio de representações gráficas que facilitam a análise crítica dos modelos. Inicialmente, procedeu-se à identificação e definição dos parâmetros específicos exigidos por cada metodologia. Observa-se que os métodos originalmente desenvolvidos para ancoragens fazem uso de parâmetros geotécnicos como a resistência do solo e o peso específico, geralmente obtidos por meio de correlações empíricas baseadas nos resultados do ensaio de sondagem à percussão (SPT), conforme é habitual nas práticas da engenharia geotécnica.

Os estudos paramétricos desenvolvidos tiveram como objetivo analisar a influência das principais variáveis na capacidade resistente da seção transversal da armadura tubular, bem como na capacidade de carga geotécnica da raiz da microestaca. No âmbito estrutural, foram considerados como variáveis o comprimento livre, a espessura e o diâmetro externo da armadura tubular. No que se refere à resistência da raiz, foram analisadas variações no comprimento da raiz da microestaca e no diâmetro de perfuração. Importa referir que as propriedades geométricas e mecânicas da armadura foram obtidas a partir do catálogo técnico do fornecedor. O Quadro 11 a seguir apresenta os valores adotados no estudo paramétrico. Ressaltando que, quando um parâmetro é incrementado os outros mantem-se constantes e com os valores originais do projeto do estudo de caso.

Quadro 11 – Estudo paramétrico.

Armadura tubular - Parâmetros variáveis			Raiz da microestaca - Parâmetros variáveis	
Diâmetro tubular (mm)	Comprimento livre (m)	Espessura (mm)	Diâmetro de perfuração (mm)	Comprimento da raiz (m)
43,0	1,00	3,0	120	13,00
88,9	2,00	6,5	160	14,00
127,0	3,00	7,5	200	15,00
203,0	4,00	9,5	240	16,00
244,0	5,00	12,0	280	17,00

Para fins de clareza e padronização dos dados de entrada de cada método, apresenta-se na Figura 7 um quadro com os parâmetros específicos de cada método.

De mesmo do modo, apresenta-se na Figura 8 um quadro-síntese com outras variáveis consideradas na comparação entre os diferentes métodos.

Conforme ilustrado na Figura 8, o ângulo de atrito foi estimado com base nas correlações propostas por Peck et al. (1974) e Wolf (1989). O módulo de elasticidade do solo foi determinado a partir das formulações de Stroud (1988) e Imai e Tonouchi (1982), enquanto a rigidez do modelo de Winkler foi adotada segundo as recomendações do Ministério de Fomento (2005). O módulo de elasticidade do betão foi definido conforme os critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014). Por fim, a resistência à compressão da calda de injeção foi fixada com base nos dados do relatório do estudo de caso, em consonância com as disposições da NP EN 1992-1-1 (2010), sendo importante salientar que a norma específica para microestacas, NP EN 14199 (2015), bem como as recomendações da FHWA (2005), usualmente consideram valores de resistência à compressão situados no intervalo de 28 a 30 MPa.

CAPACIDADE GEOTÉCNICA					
Símbolo	Unidade	Parâmetro	Valor	Método	Observação
τ^0	kPa	Atrito superficial lateral	150,00	Lizzi (1982)	Valor médio das camadas - (Quadro 1)
α		Coefficiente de majoração	1,20	Bustamante e Doix (1985)	Areia grossa, IGU - (Quadro 2)
τ	kPa	Tensão última de ligação calda-solo	250,00	FHWA (2005)	Areia grossa, TIPO B - (Fig. 1)
F1		Fator de correção 1	2,00	Aoki e Velloso (1975)	Raiz, hélice e ômega - (Quadro 3)
F2		Fator de correção 2	4,00	Aoki e Velloso (1975)	Raiz, hélice e ômega - (Quadro 3)
K		Coefficiente de conversão	1,00	Aoki e Velloso (1975)	Areia - (Quadro 4)
α_{AV}	%	Razão de atrito	1,40	Aoki e Velloso (1975)	Areia - (Quadro 4)
α_{DQ}		Coefficiente empírico 1	0,50	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Estaca raiz - (Quadro 5)
β_{DQ}		Coefficiente empírico 2	1,50	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Estaca raiz - (Quadro 5)
C	kN/m²	Coefficiente característico do solo	200,00	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Escavada - (Quadro 6)
CAPACIDADE ESTRUTURAL					
Método de Cálculo			Condição de Contorno		
Stephen Timoshenko (1938)			Cabeça: Rótula	Base: Apoio Fixo	
Jiménez Salas (1980)			Cabeça: Articulada	Base: Encastrada	
Pierre Souche (1938)			Cabeça: Articulada	Base: Encastrada	

Fig. 7 – Dados de entrada dos métodos específicos.

CAPACIDADE GEOTÉCNICA								
Símbolo	Unidade	Parâmetro	Valor				Referência	Observação
			ZG4	ZG3	ZG2	ZG1		
γ	kN/m³	Peso específico	0	18	18	18	Godoy (1972)	
Φ'	°	Ângulo de atrito efetivo	0	33,15	37,00	41,33	Peck et al. (1974) Wolf (1989)	$\Phi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot (N_1)_{60}^2$
c'	kPa	Coesão efetiva	0	0	0	0	Condição drenada	
E_{SOLO}	MPa	Módulo de elasticidade do solo	0	92,49	140,20	192,52	Stroud (1988) Imai e Tonouchi (1982)	$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot 5,8 \cdot N_{60}$
k_0	MN/m²	Rigidez da mola de Winkler	6,00				Ministério de Fomento (2005)	Parâmetro considerado para "Areia densa"
D_{FURO}	mm	Diâmetro da raiz	160,00				Relatório do Estudo de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
L_{RAIZ}	m	Comprimento da raiz	13,00				Relatório do Estudo de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
CAPACIDADE ESTRUTURAL								
$D_{TUBULAR}$	mm	Diâmetro da armadura tubular	88,90				Relatório do Estudo de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
L_{LIVRE}	m	Comprimento livre	2,00				Relatório do Estudo de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
t	mm	Espessura	6,50				Relatório do Estudo de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
$E_{AÇO}$	GPa	Módulo de elasticidade do aço	210,00				Relatório do Estudo de Caso	
f_k	MPa	Resistência característica do aço	595,00				Relatório do Estudo de Caso	
$E_{BETÃO}$	GPa	Módulo de elasticidade da calda/argamassa	28,00				ABNT NBR 6118 (2014)	$E_{betão} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$
f_k	MPa	Resistência à compressão da calda	25,00				Relatório do Estudo de Caso e NP EN 1993-1-1:2010	Os valores mínimos são de 28 a 30 MPa. Entretanto, o valor está de acordo com NP EN 14199 (2015) e FHWA (2005)
CONDIÇÕES DE CONTORNO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA								
N	kN	Força normal de compressão	233,19				Relatório do Estudo de Caso	Carga do pilar mais solicitado

Fig. 8 – Síntese de todos os parâmetros.

5 – RESULTADOS

O método de Timoshenko (1938) é mencionado como método geométrico de Euler, pode apresentar adaptações para o cálculo estrutural da microestaca. O gráfico permite identificar os métodos por meio das cores: roxo refere-se ao método geométrico de Euler (1938), verde refere-se ao método de Salas (1980), enquanto verde ilustra as curvas de Souche (1984). Observa-se que a variação do diâmetro tubular impacta significativamente a carga crítica de encurvadura, com comportamento crescente de forma linear. As equações lineares forneceram os melhores coeficientes de determinação ($R^2 \approx 1$) para todos os métodos analisados. Conforme ilustrado na Figura 9, o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação do diâmetro, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Por outro lado, os métodos de Euler (1938) e de Souche (1984) apresentam comportamentos similares, com variações que acompanham mutuamente a tendência de crescimento da carga crítica.

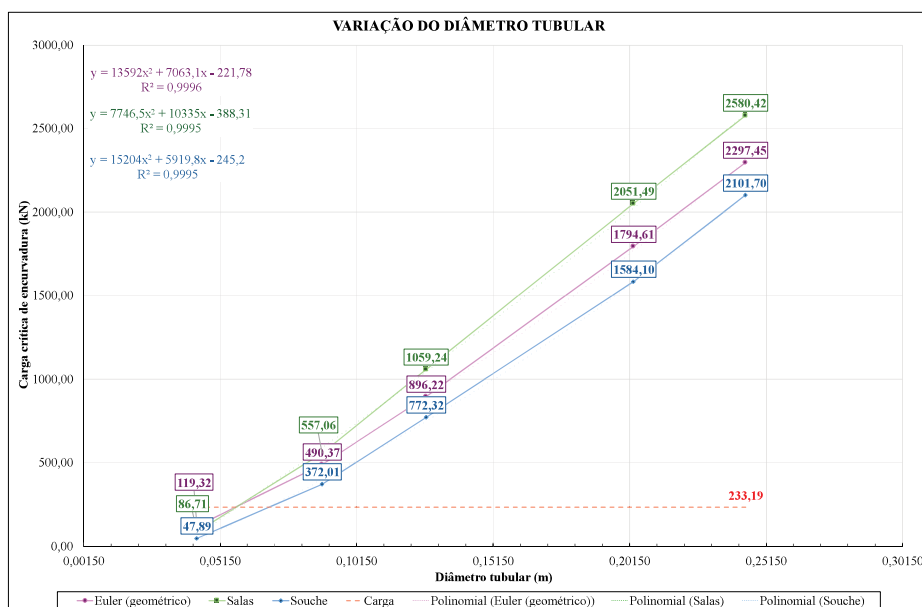


Fig. 9 – Variação do diâmetro tubular – Capacidade de carga.

A análise gráfica indica que, a partir do diâmetro de 60,3 mm, os métodos de Salas (1980) e Euler (1938) já superam a carga de referência da estrutura (233,19 kN). Para o método de Souche (1984), esse mesmo critério é atendido apenas a partir de 73,0 mm. A partir desses valores, verifica-se um crescimento mais acentuado das cargas críticas. À primeira vista, as curvas apresentam uma proximidade maior, nota-se que os métodos divergem progressivamente com o aumento do diâmetro, efeito suavizado pela escala do gráfico. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 8,60% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980). Já o método de Salas (1980) difere em 17,50% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 14,91% em relação a Euler (1938).

Com o objetivo de complementar as análises anteriores, a Figura 10 apresenta a evolução da tensão de compressão no aço em função do aumento do diâmetro tubular, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se no gráfico um comportamento hiperbólico/decaimento exponencial e é representado por funções potenciais negativas, associado ao aumento da rigidez da seção transversal, o que reduz progressivamente as tensões atuantes no

material com o incremento do diâmetro. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados nos diferentes métodos de verificação são coincidentes, o que evidencia a convergência dos resultados obtidos entre as metodologias utilizadas.

Nota-se que a variação da espessura tubular impacta a carga crítica de encurvadura com comportamento crescente de forma visivelmente com um espectro próximo ao linear. Entretanto, as equações polinomiais de 2º grau forneceram um coeficiente de determinação igual a 1 para o método de Salas (1980) e valores muito aproximados para os demais métodos. Conforme ilustrado na Figura 11, novamente o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação da espessura, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Em contrapartida, os métodos de Euler (1938) e de Souche (1984) apresentam comportamentos similares, com trajetórias paralelas e crescimento proporcional à espessura.

Ao interpretar o gráfico, é visível que logo no início a partir de 3,00 mm de espessura, os métodos de Salas (1980) e Euler (1938) já superam a carga de referência da estrutura (233,19 kN). Para o método de Souche (1984), é atendido aproximadamente por volta de 4,00 mm. A partir desses valores, verifica-se um crescimento linear mais discrepante das cargas críticas. Ainda se nota que a tendência é o distanciamento da carga crítica de Salas (1980) em relação aos outros dois métodos. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 8,62% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980), com essa divergência se ampliando à medida que a espessura aumenta. Já o método de Salas (1980) difere em 20,73% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 13,51% em relação a Euler (1938). A diferença entre os métodos de Euler (1938) e Souche (1984) tende a reduzir conforme a espessura aumenta, indicando uma convergência de resultados em seções mais robustas.

Fomentando as análises anteriores, a Figura 12 apresenta a evolução da tensão de compressão no aço em função do aumento da espessura, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se no gráfico um comportamento hiperbólico ou um decaimento exponencial suavizado, devido ao aumento da rigidez da seção transversal. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados nos diferentes métodos de verificação são coincidentes, o que evidencia a convergência dos resultados obtidos entre as metodologias utilizadas, o mesmo fato evidenciado na análise dos diâmetros tubulares.

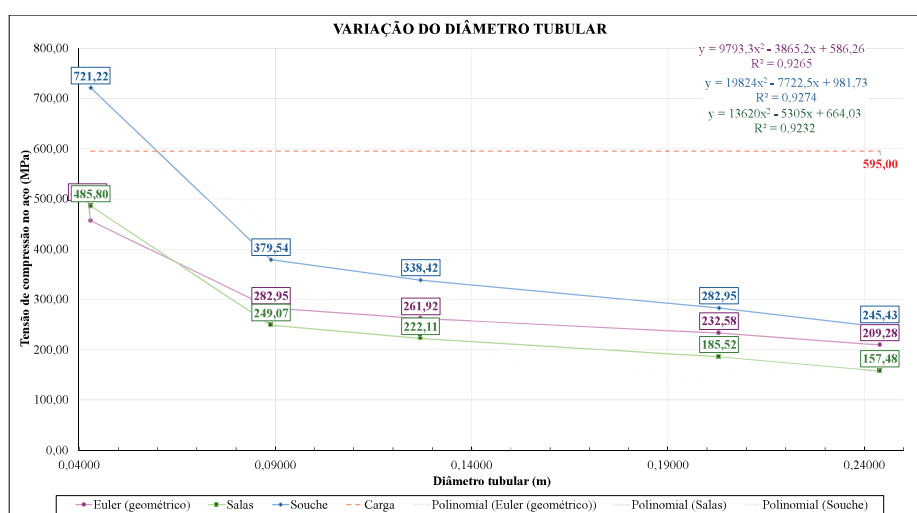


Fig. 10 – Variação do diâmetro tubular – Tensão de compressão no aço.

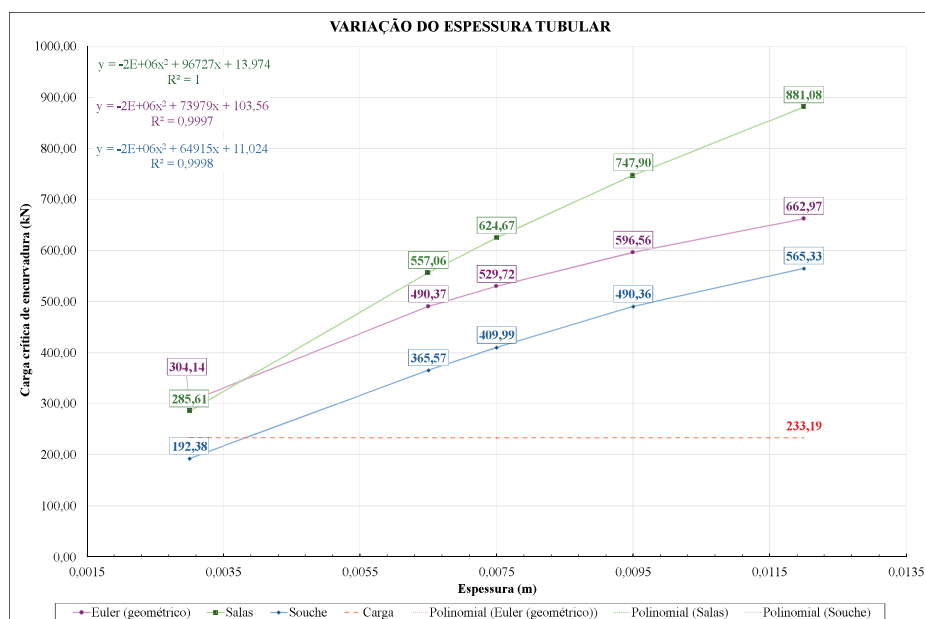


Fig. 11 – Variação da espessura tubular – Capacidade de carga.

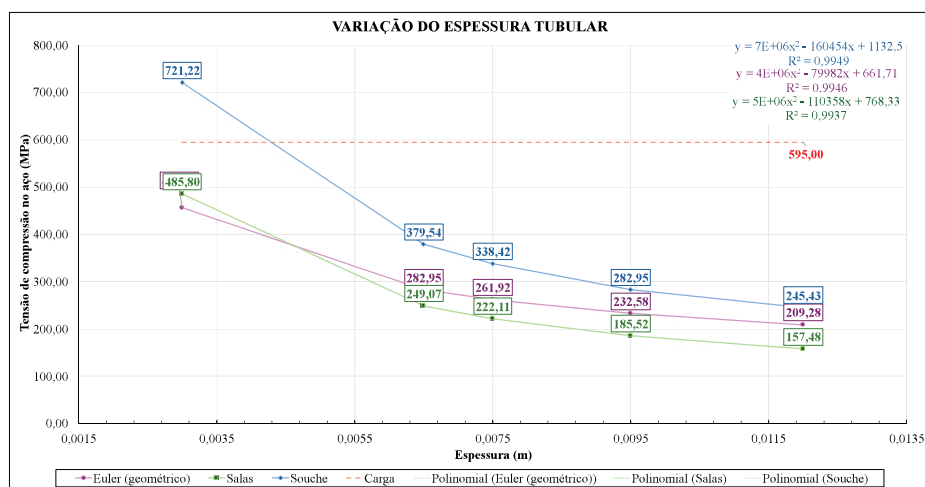


Fig. 12 – Variação da espessura tubular – Tensão de compressão no aço.

Verifica-se que a variação do comprimento livre impacta a carga crítica de encurvadura com comportamento decrescente de diferentes formas nos métodos. Os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) ajustaram-se melhor a equações polinomiais (de segundo e terceiro grau, respetivamente), enquanto o método geométrico de Euler (1938), apesar de responder bem a um modelo linear, apresentou maior precisão quando ajustado por uma equação de segundo grau. Conforme ilustrado na Figura 13, novamente o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação do comprimento livre, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Em contrapartida, o método de Euler (geométrico) não tem uma variação significativa quando comparado com os outros métodos.

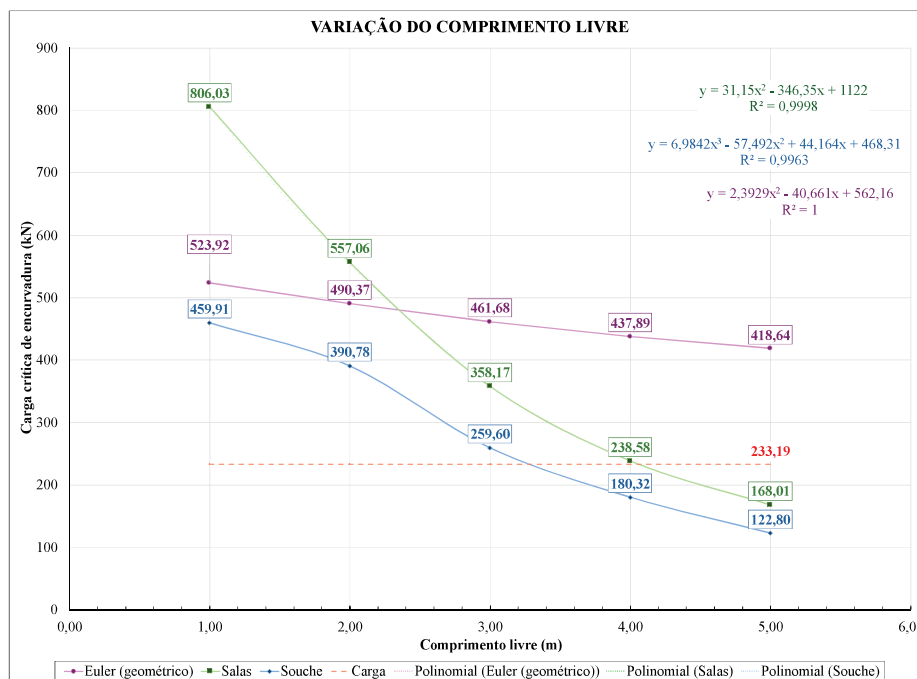


Fig. 13 – Variação do comprimento livre – Capacidade de carga.

O gráfico também revela que apenas o método geométrico de Euler (1938) não ultrapassou a barreira da carga de referência das ações majoradas (233,19 kN). Por outro lado, os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) atingem valores inferiores à carga de referência nos comprimentos de aproximadamente 4,05 m e 3,23 m, respetivamente, indicando risco de instabilidade estrutural a partir desses pontos. Nota-se ainda que a proximidade entre os métodos é limitada, com exceção de dois casos específicos: Souche (1984) e Euler (1938) para 1,0 m, e Salas (1980) e Souche (1984) para 5,0 m de comprimento livre. Nos demais pontos, observa-se divergência crescente. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 22,48% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980), com essa divergência se ampliando à medida que a espessura aumenta. Já o método de Salas (1980) difere em 18,06% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 28,43% em relação a Euler (1938).

Em relação a tensão de compressão no aço, a Figura 14 apresenta a evolução em função do aumento do comprimento livre, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se que os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) exibem curvas com comportamento parabólico crescente, evidenciando o aumento significativo da tensão atuante com o alongamento do elemento livre. Esse comportamento está diretamente associado à redução da rigidez da seção efetiva diante do aumento da esbeltez. Por outro lado, o método de Euler (1938) apresenta tendência aproximadamente linear, com variação mais moderada. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados são coincidentes entre os métodos, demonstrando convergência entre os critérios de verificação, especialmente nas faixas críticas. Tal comportamento também foi observado previamente na análise dos diâmetros tubulares, reforçando a consistência das abordagens adotadas.

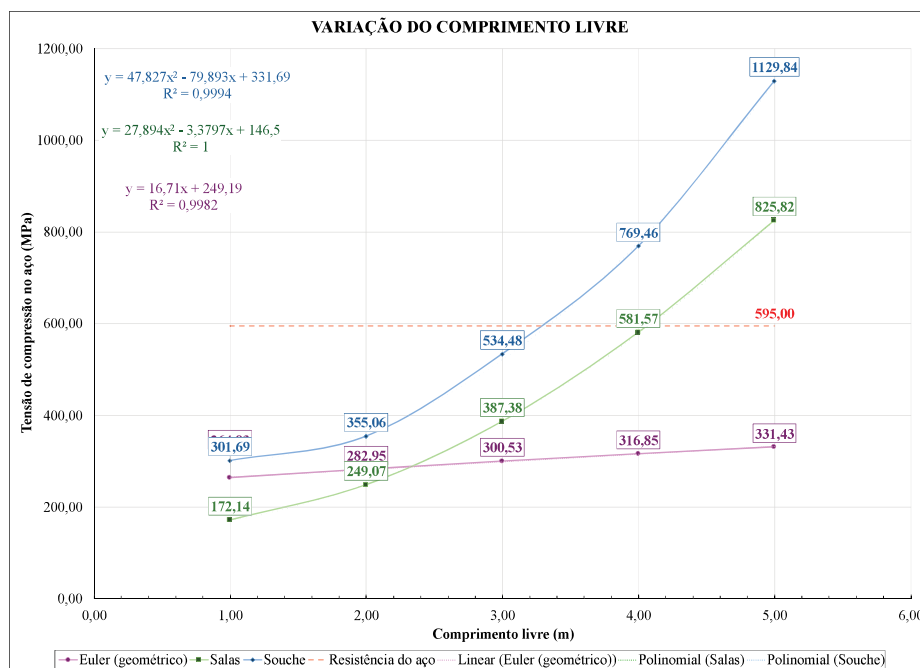


Fig. 14 – Variação do comprimento livre – Tensão de compressão no aço.

Conforme pode ser visualizado na Figura 15, diferentemente da análise estrutural, todos os métodos se comportam de maneira linear com a variação do diâmetro de perfuração, os métodos destacados pela cor azul são destinados para dimensionar microestacas, a cor verde indica as teorias para as ancoragens e por fim, a cor roxa remete aos métodos para estacas convencionais. O método de Aoki e Velloso (1975) demonstrou ser o método mais sensível, apresentando uma diferença percentual de 223,66% entre a resistência total com diâmetro 120 mm e 280 mm. Seguido pelo método de Décourt e Quaresma (1978) com 149,61%. O método que menos teve variação foi o método de Lizzi (1982) com 83,98%, apesar do método Bowles (1996) apresentar baixa resistência total da raiz da microestaca. Para essa primeira verificação nota-se que os métodos destinados para estacas convencionais foram mais impactados.

Conforme pode ser observado na Figura 16, paralelamente a análise do diâmetro de perfuração, a variação do comprimento da raiz também apresenta um comportamento linear no crescimento da resistência total da microestaca em todos os métodos. Visualmente, o método de Bustamente e Doix (1985) destaca por apresentar inicialmente um valor de resistência muito elevado, mas dessa vez, o método de Bowles (1996) foi o mais sensível quando comparado o valor inicial com o final, a diferença foi de 71,73%. Destacando também o método de Bustamente e Doix (1985) que ficou com 40,00%. Os métodos de Littlejohn e Bruce (1975) e Lizzi (1982) apresentaram 30,77%. Por fim, o método de Aoki e Velloso (1975) tiveram a menor sensibilidade, com 24,71%. Em média, para esse cenário os métodos mais impactados foram os destinados ao dimensionamento de ancoragens.

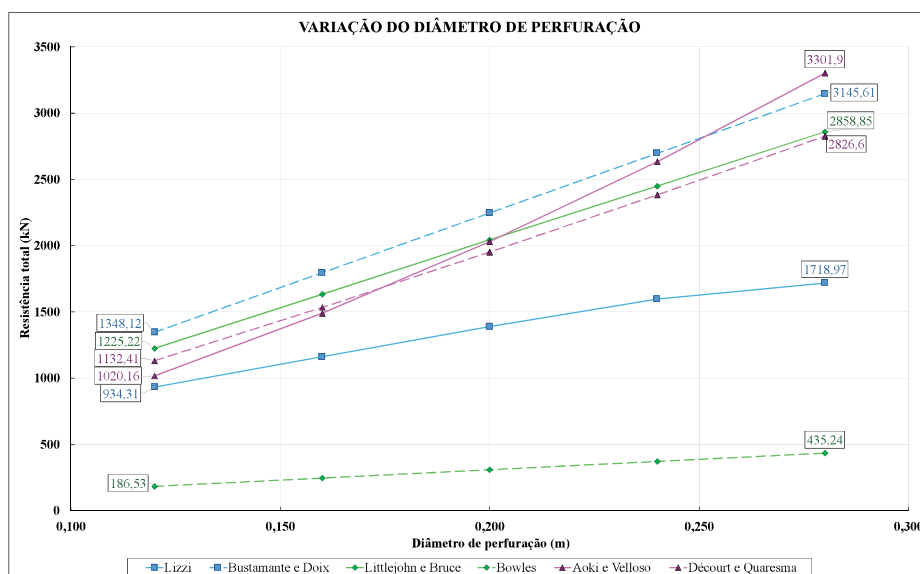


Fig. 15 – Variação do diâmetro de perfuração.

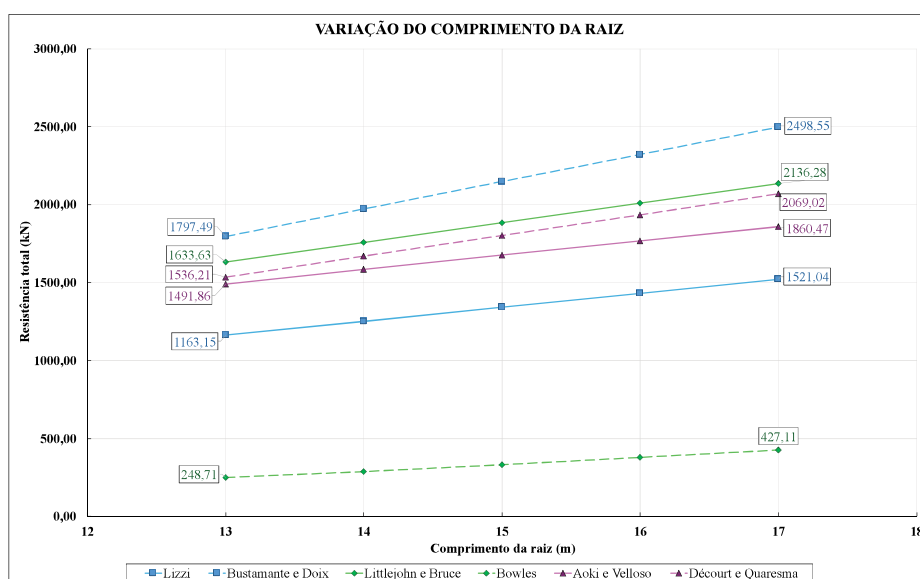


Fig. 16 – Variação do comprimento da raiz.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A abordagem adotada no presente artigo permitiu uma análise crítica e integrada dos métodos de dimensionamento estrutural e geotécnico, pois considerou a variação de parâmetros geométricos essenciais como diâmetro de perfuração, espessura da armadura e comprimento livre. A proposta de avaliar, de forma comparativa, diferentes metodologias consolidadas na literatura técnica e normativa, contribuiu para identificar padrões de resposta e divergências entre cada critério, tanto

sob a ótica da estabilidade estrutural quanto da capacidade de suporte do solo. Todos os métodos apresentados, envolvem a encurvadura da armadura tubular e dependem do momento de inércia do tubo do aço e do módulo de elasticidade. A principal diferença entre eles está na forma de considerar o comprimento efetivo e o nível de restrição do encabeçamento da microestaca. Os métodos de Jimenez Salas (1980) e Pierre Souche (1984) utilizam fatores modificadores, o primeiro citado utiliza coeficiente f que relaciona os solos e fator A que determina a condição de contorno na cabeça da microestaca. Por sua vez, Souche (1984) utiliza a variável m que se refere ao número de meia onda/número de encurvadura do elemento estrutural, e w que correlaciona o comprimento total com o comprimento livre. O método geométrico de Euler não utiliza fatores, mas considera a interação aço + calda (seção mista), sendo o mais completo nesse sentido. Como pôde ser percebido, elas possuem uma base da carga crítica de Euler, entretanto foram adaptadas pelos autores.

Na primeira abordagem do estudo paramétrico, os diâmetros tubulares apresentaram um comportamento linear da curva, o motivo é a variação do momento de inércia. O parâmetro de análise também influencia no denominador da fórmula de Jimenez Salas (1980), ao alterar o valor do comprimento da extremidade fictícia L_{ef} , devido a essa ocorrência o método é o mais sensível quando comparado aos outros, que mantém o comprimento efetivo constante. Os métodos de Pierre Souche (1984) e geométrico de Euler (1938) se aproximam. Na segunda abordagem, as espessuras tubulares, elas tiveram um comportamento bem representado por uma equação negativa do 2º grau. Devido a esse comportamento com tendência decrescente pode se dizer que a espessura tem menos impacto nos métodos. Pelo mesmo motivo do diâmetro, o método de Salas (1980) é o mais sensível, assim como procede as mesmas informações para os outros dois métodos.

Finalizando o escopo estrutural da microestaca, o último estudo paramétrico sobre o comprimento livre, observa-se a diferença entre os métodos. O método geométrico de Euler (1938) utiliza o comprimento livre mais a metade do comprimento da raiz da microestaca. O método de Salas (1980) adota o comprimento livre mais o comprimento da extremidade fictícia, enquanto o método de Souche (1984), conforme a referência utilizada na dissertação, considera o comprimento total da microestaca. Isso justifica a divergência dos métodos. Primeiro, analisando o método mais sensível a variação, Salas (1980), o comprimento da extremidade fictícia é um valor pequeno, resultando em cargas críticas mais altas, o método não considera a rigidez de Winkler em sua fórmula, mas sim um encastramento simulado por meio do módulo de elasticidade da primeira camada de solo e a camada da ponta da microestaca. Já o método de Souche (1984) considera a rigidez de Winkler para determinar o número de meias ondas, além disso o comprimento total da microestaca reduz os valores da carga crítica. O método de Euler (1938) considera uma seção acoplada (calda + aço), sendo assim a rigidez é maior do que os outros métodos, logo ele é o menos sensível a variação.

Em relação à capacidade geotécnica os resultados foram mais diretos, para o diâmetro de perfuração, o método mais sensível foi Aoki e Velloso (1975) e o que teve menos variação na resistência total foi o método de Lizzi (1982). O outro método destinado a estacas convencionais também sofreu uma variação maior, como Décourt e Quaresma (1978). A justificativa para esse cenário é devida aos fatores específicos de cada formulação. O método de Aoki e Velloso (1975), por exemplo, considera a parcela da resistência de ponta R_p , que por sua vez adota um coeficiente em razão do atrito K mais elevado para areias, além disso o número de pancadas N_{SPT} que o método considera também impacta na R_p . Sendo assim, aumentando o diâmetro, consequentemente a área da ponta é incrementada aumentando a resistência total da microestaca. Essa afirmativa é válida para todos os métodos que consideram R_p , como pode ser observado nos resultados. Por outro lado, originalmente o método de Lizzi (1982) adota apenas a resistência lateral R_L , e ainda possui um coeficiente de ajuste do diâmetro de perfuração J , o que favorece na redução dos resultados obtidos, quanto maior o diâmetro de perfuração, maior é o coeficiente de ajuste.

O último estudo paramétrico foi em relação ao comprimento da raiz. Assim como na análise anterior o comportamento da variação também foi completamente linear. Nesse caso, o método de

Bowles (1996) teve uma variação maior do que os outros. A principal justificativa para esse fato é a presença dos parâmetros de resistência do solo e o peso específico, que influenciam no empuxo do solo em repouso e na tensão geostática vertical ao longo do fuste, respectivamente. Em seu livro Bowles ao introduzir a fórmula de sua teoria utiliza um solo extremamente coesivo, configurando em uma resistência lateral alta, o método é muito eficiente em solos coesivos e com parâmetros de resistência bem definidos. Além disso, com o aumento do comprimento da raiz, tem-se o aumento da tensão vertical, que impacta diretamente na resistência final da raiz. Em contrapartida, os demais métodos consideram o atrito superficial pré definido por meio de ábacos ou quadros. Vale destacar que os métodos que não consideram uma análise por camada – Lizzi (1982) e Littlejohn e Bruce (1975), tiveram uma variação menor, com exceção de Aoki e Velloso (1975), que considera análise por camada de solo, mas teve uma variação menor devido a um coeficiente de correção F_2 .

Conclui-se, portanto, a análise paramétrica conduzida permitiu identificar os limites de aplicabilidade de cada método. Conforme visualizado no presente artigo, é possível aplicar os diferentes métodos de dimensionamento no contexto da microestaca. Isso é importante devido a disponibilidade de informações a respeito dos materiais e condições geológico-geotécnicas de cada local. O método de Aoki e Velloso (1975) pode ser muito eficiente se desconsiderar a resistência de ponta, pelo fato dos autores fornecerem diversos dados geotécnicos. No entanto, sempre que possível, o ideal é utilizar os métodos destinados para as microestacas. Dando destaque para o modelo proposto por Bustamente e Doix (1985) que permite o ajuste do atrito superficial lateral com base no tipo de injeção pretendida e tipo de solo.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto Politécnico de Bragança (IPB) e ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) pelo suporte técnico e acadêmico. Agradecimentos especiais são dirigidos aos orientadores e colaboradores que contribuíram com sugestões e revisões durante a elaboração do trabalho.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2014). NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto: Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Afonso, A. F.; Paula, A. M.; Braz César, M. (2016). *Correlações entre resultados de ensaios de penetração dinâmica (DP) com o ensaio Standard Penetration Test (SPT)*. Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal.
- Alonso, U. R. (2016). *Estacas raiz e escavadas com injeção ou microestacas*. In: Hachich, W. et al. (orgs.). *Fundações: Teoria e prática*, 3ª ed., pp. 362–370, Editora Pini, São Paulo, SP, Brasil.
- Antunes, T. R. S. (2012). *Reabilitação de fundações de edifícios antigos com microestacas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Buenos Aires, Argentina.
- Barbosa, Y. (2019). *Microestaca injetada instrumentada: Avaliação do comportamento sob prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

- Bowles, Joseph E. (1996). *Foundation analysis and design (5th ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Brito, J. (2000). *Tipologia de estacas*. In: Curso Fundec – Execução de Estacas, Lisboa, Portugal.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 140.
- Cabral, D. A. (1986). *O uso de estacas raiz como fundação de obras normais*. In: 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. 6, pp. 71–82, Porto Alegre, RS, Brasil.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: Projeto geotécnico*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Davisson, M. T.; Robinson, K. E. (1965). *Bending and buckling of partially embedded piles*. In: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas: Estacas*. In: Hachich, W. et al. (orgs.). Fundações: Teoria e prática, pp. 265–301, Editora Pini, São Paulo, SP, Brasil.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. 1, pp. 45–54, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Fantine, J. C.; Aoki, N.; Cintra, J. C. A. (2000). *Fundações: Ensaio estáticos e dinâmicos*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Fauzi, H. J.; Hamuda, S. S.; Aldawi, M. (2020). *Correlation between the Standard Penetration Test and the Dynamic Cone Penetration Test for sandy soil*. In: GeoVirtual 2020 – Canadian Geotechnical Conference, 14–16 set. 2020 (evento online). Canadian Geotechnical Society, Canadá.
- FHWA (2005). *Micropile design and construction guidelines – Implementation manual*. Federal Highway Administration, Washington, D.C., EUA. (FHWA-NHI-05-039).
- FOREVER (2005). *Synthèse des résultats et recommandations*. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Francisco, R. (2007). *Caracterização técnica e económica de diferentes tipos de fundações profundas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Godoy, L. G. (1972). *Fundações*. Notas de aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, Brasil.
- Gonçalves, J. (2010). *Influência da esbelteza no comportamento de microestacas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Imai, T.; Tonouchi, K. (1982). *Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus*. In: *European Symposium on Penetration Testing*, 2. Amsterdam.
- Lima, L. C. (2008). *Análise de provas de carga realizadas em microestacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica do Recife-PE*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, Brasil.
- Littlejohn, G. S.; Bruce, D. A. (1975). *Rock anchors – State of the art. Part 1. Design*. Ground Engineering, 8 (4).

- Lizzi, F. (1982). *The Pali Radice (root piles)*. In: Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Tailândia.
- Macnab, A. (2002). *Earth retention systems handbook*. London: Thomas Telford Publishing.
- Ministério de Fomento (2005). *Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. Dirección General de Carreteras, Espanha.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1993-1-1 (2005). *Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 14199 (2015). *Execução de trabalhos geotécnicos especiais — Micropilares*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- Peck, R. B.; Hanson, W. E.; Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering (2nd ed.)*. Wiley, New York, EUA.
- Pereira, A. B.; Porto, T. B.; Gomes, R. C.; Santos, R. L. R.; Rabelo, J. M. G. (2020). *Análise de desempenho de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica aplicados a estacas pré-moldadas de concreto assentes em argila arenosa*. Brazilian Journal of Development, 6 (2), pp. 5948–5976. <https://doi.org/10.34117/bjdv6n2-049>
- Jiménez-Salas, J. A.; et al. (1980). *Geotecnia y cimientos III: Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia – Primera parte*. Editorial Rueda, Madrid, Espanha.
- Souche, P. (1984). *Étude du flambement de pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure*. Annales de l'I.T.B.T.P., n. 423, pp. 38–60.
- Stroud, M. (1988). *The SPT: Application and interpretation*. In: Penetration Testing in the UK. Proceedings of the Conference, Birmingham, 1988. London: Thomas Telford, 1988. In: Abuseriya, Abdelrahman S.; Osman, Bashir H. Correlation of cohesion and friction angle based on SPT-N values: a comprehensive review. Civil Engineering Beyond Limits, 2. <https://doi.org/10.36937/cebel.2023.1821>
- Teixeira, A. C. C. L. (2014). *Dimensionamento de microestacas de acordo com os Eurocódigos 7 e 3*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Timoshenko, S. P.; Gere, J. M. (1985). *Theory of elastic stability (2nd ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Timoshenko, S. P.; Goodier, J. N. (1970). *Theory of elasticity (3rd ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA (Publicação original em 1938).
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Dominicus, Praga, Império Austro-Húngaro. Reproduzido em: Youssef, E. (2010). *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Tese de Doutoramento. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França.
- Wolf, T. F. (1989). *Pile capacity prediction using parameter functions*. In: American Society of Civil Engineers. Geotechnical special publication, 23, New York, ASCE, pp. 96 - 107.
- Youssef, E. (2010). *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Tese de Doutoramento, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França.

