

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS VERSUS PROFUNDAS: ESTUDO DE CASO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM RIO DAS OSTRAS/RJ**SHALLOW VERSUS DEEP FOUNDATIONS: A CASE STUDY OF A SINGLE-FAMILY RESIDENCE IN RIO DAS OSTRAS, BRAZIL****CIMENTACIONES SUPERFICIALES VERSUS PROFUNDAS: ESTUDIO DE CASO DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR EN RIO DAS OSTRAS (RJ)**

10.56238/revgeov16n5-293

Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Docente

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: guimaraes@macae.ufrj.br**Sara Vieira Martins**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: saravieiramartins@outlook.com**Jander Cruz Santana**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: jandercruzsantana@gmail.com**Tamara Miller Machado**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: machadotmiller@gmail.com**Daniel Henrique de Oliveira**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: dholiveiraa@gmail.com**Lucas Teixeira Labandeira**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: lucastlabandeira@hotmail.com**Karoline Cordeiro Rodrigues**

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)
E-mail: karolinecrodrigues02@gmail.com

Carolina Marchon Lima da Veiga

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)

E-mail: marchon.veiga@gmail.com

Lucas Lopes

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)

E-mail: lucaslopes.ro@gmail.com

Talita Guimarães Lima Pinto

Graduando

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)

E-mail: talitaguimaraeslima@gmail.com

Necésio Costa Gomes

Docente

Instituição: Instituto Politécnico na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)

E-mail: necesiocosta@gmail.com

RESUMO

A decisão final relativa ao tipo de fundação exige elevada experiência profissional. Embora soluções superficiais e profundas sejam tecnicamente viáveis, a escolha adequada depende da interação entre solo, estrutura e critérios econômicos. Este estudo apresenta uma análise comparativa de métodos utilizados para o dimensionamento geotécnico de ambas as tipologias, aplicada a uma residência unifamiliar em Rio das Ostras/RJ. Para sapatas, foram adotados os métodos de Vesic (1975) e Barata (1962; 1984). Para estacas hélice contínua de 30 cm, foram avaliados oito métodos semiempíricos amplamente reconhecidos. Uma sondagem SPT norteou os dimensionamentos. Os resultados indicam que fundações superficiais se mostraram mais favoráveis economicamente, enquanto fundações profundas, embora mais dispendiosas, apresentam vantagens técnicas relevantes. Os achados contribuem para decisões projetuais mais embasadas em empreendimentos residenciais com base na análise comparativa de métodos de dimensionamento.

Palavras-chave: Fundações Superficiais. Fundações Profundas. Viabilidade Técnico-Econômica. Rio das Ostras/RJ.

ABSTRACT

The decision regarding the type of foundation demands a high level of professional experience. Although both shallow and deep foundations are technically feasible, the most suitable choice depends on the interaction between soil characteristics, structural demands, and economic constraints. This study presents a comparative analysis of methods used in the geotechnical design of both foundation types, applied to a single-family residence in Rio das Ostras, Rio de Janeiro state, Brazil. Vesic's (1975) and Barata's (1962, 1984) approaches were used for footings, while eight widely recognized semi-empirical methods were evaluated for 30-cm continuous flight auger piles. A Standard Penetration Test (SPT) borehole provided the geotechnical input for the analyses. The results indicate that shallow foundations proved to be more economically advantageous, whereas deep foundations,



despite higher costs, exhibited important technical benefits. The findings support more informed design decisions for residential projects, particularly when comparing geotechnical sizing methods.

Keywords: Shallow Foundations. Deep Foundations. Technical-Economic Feasibility. Rio das Ostras/RJ.

RESUMEN

La decisión relativa al tipo de cimentación exige elevada experiencia profesional. Aunque tanto las cimentaciones superficiales como las profundas sean técnicamente viables, la selección adecuada depende de la interacción entre las características geotécnicas del terreno, las solicitudes estructurales y los condicionantes económicos. Este estudio presenta un análisis comparativo de métodos empleados para el dimensionamiento geotécnico de ambas tipologías, aplicado a una vivienda unifamiliar situada en el municipio de Rio das Ostras, estado de Río de Janeiro. Para las zapatillas se adoptaron los métodos de Vesic (1975) y Barata (1962, 1984), mientras que para las pilas tipo hélice continua de 30 cm de diámetro se evaluaron ocho métodos semiempíricos ampliamente reconocidos. Una sondaje SPT se utilizó como base para los dimensionamientos. Los resultados indican que las cimentaciones superficiales resultaron más favorables desde el punto de vista económico, en tanto que las cimentaciones profundas, aunque más costosas, exhibieron ventajas técnicas relevantes. Los hallazgos aportan elementos que favorecen decisiones de diseño más fundamentadas en proyectos residenciales, particularmente cuando se comparan métodos de dimensionamiento geotécnico.

Palabras clave: Cimentaciones. Viabilidad Técnico-Económica. Rio das Ostras/RJ.



1 INTRODUÇÃO

A escolha do tipo de fundação constitui uma das etapas mais relevantes e complexas no processo de concepção estrutural, exigindo do engenheiro civil não apenas conhecimento teórico, mas também experiência prática consolidada. Embora tanto as fundações superficiais quanto as profundas apresentem viabilidade técnica para diferentes tipologias de obras e condições de solo, a seleção mais adequada depende da interação simultânea entre as características geotécnicas do terreno e as solicitações estruturais da edificação, além é claro, de questões econômicas. Dessa forma, o processo decisório demanda uma análise criteriosa que considere segurança, desempenho, custos e particularidades do subsolo.

Na engenharia de fundações, diferentes métodos de dimensionamento são empregados. Geoteticamente, enquanto as fundações superficiais são avaliadas com maior ênfase na capacidade de carga e, sobretudo, no controle de recalques, as fundações profundas frequentemente se apoiam em métodos semiempíricos correlacionados ao ensaio SPT, amplamente utilizado no Brasil. Essa diversidade metodológica, associada à variabilidade natural dos solos, reforça a necessidade de estudos comparativos que permitam compreender melhor o desempenho das diferentes soluções em situações reais de projeto.

Nesse contexto, o presente trabalho tem por objetivo analisar comparativamente o dimensionamento geotécnico de fundações superficiais e profundas aplicado a uma residência unifamiliar situada no município de Rio das Ostras/RJ. A investigação fundamenta-se em métodos consagrados na literatura geotécnica e utiliza uma sondagem à percussão como base para as estimativas. Busca-se, assim, discutir as implicações técnicas da adoção de cada tipologia de fundação, bem como oferecer subsídios que contribuam para decisões mais embasadas em futuros projetos.

2 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

2.1 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PELO MÉTODO DE VESIC (1975)

A abordagem de Vesic (1975) para estimativa da capacidade de carga geotécnica de fundações superficiais é uma evolução das equações clássicas de Terzaghi (1943), incorporando efeitos importantes como: profundidade de assentamento da fundação, forma da fundação, inclinação da carga, inclinação do terreno e compressibilidade do solo.

A Equação 1 apresenta a contribuição de Vesic (1975) para a estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais considerando os fatores de capacidade de carga e de forma da fundação.

$$Q_{rup} = c \times N_c \times \zeta_c + q \times N_q \times \zeta_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times \zeta_\gamma \quad (1)$$



Onde:

c = coesão;

q = tensão efetiva na base da fundação;

γ = peso específico;

B = base da fundação;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga;

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ = fatores de forma da fundação

A Tabela 1 apresenta os fatores de capacidade de caga N_c , N_q e N_γ em função do ângulo atrito interno do solo. Já a Tabela 2 mostra os fatores de forma da fundação.

Tabela 1. Fatores de capacidade de carga.

Φ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\text{tg } \Phi$	Φ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\text{tg } \Phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,85	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Tabela 2. Fatores de forma da fundação.

TIPO DE SAPATA	ζ_c	ζ_q	ζ_γ
CORRIDA	1,00	1,00	1,00
RETANGULAR	$(1 + (B/L)(N_q/N_c))$	$1 + (BQL) \tan \Phi$	$1 - 0,4(B/L)$
CIRCULAR OU QUADRADA	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \Phi$	0,60

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.



2.2 RECALQUES ABSOLUTOS PELA TEORIA DA ELASTICIDADE – CONTRIBUIÇÃO DO PROFESSOR FERNANDO EMANUEL BARATA (1962, 1984)

A contribuição do Professor Fernando Emmanuel Barata (1962, 1984) para a estimativa de recalques absolutos de fundações superficiais pela Teoria da Elasticidade é uma das formulações que possuem correlações para vários solos tipicamente brasileiros, inclusive solos residuais. A abordagem de Barata (1962, 1984) evolui o método clássico de Boussinesq (1885) e incorpora fatores geométricos e coeficientes de influência para fundações retangulares, quadradas ou circulares. Para se utilizar o método de Barata (1962, 1984) é necessário se dispor do valor da resistência da ponta do cone. Na maioria dos casos, para o dimensionamento de fundações, o ensaio de campo realizado é a sondagem a percussão com medida de NsPT. Assim, Danziger (1982) fornece uma correlação para se obter o valor da resistência da ponta do cone através do tipo de solo e um coeficiente k . Desta forma o método de Barata (1962, 1984) pode ser empregado a partir dos valores de NsPT de sondagens a percussão.

A Equação 2 apresenta a formulação geral proposta por Barata (1962, 1984).

$$\Delta abs = \lambda \times c\Delta \times (\sigma/E_z) \times B \times (1 - \mu^2) \quad (2)$$

Onde:

λ = coeficiente de Mindley; $c\Delta$ = fator de forma;

σ = tensão atuante na base da fundação; E_z = módulo de elasticidade do solo

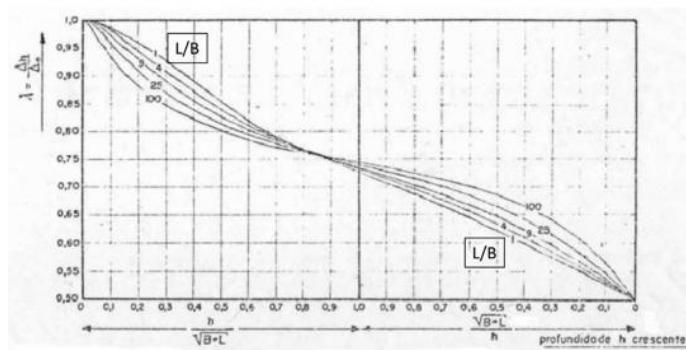
B = base da fundação; μ = coeficiente de Poisson

A Figura 1 apresenta o ábaco para obter o coeficiente de Mindley para fundações quadradas ou retangulares, além dos valores dos fatores de forma da fundação e o coeficiente de Poisson do solo.

Figura 1. Coeficiente de Mindley, Fatores de Forma e Coeficiente de Poisson do Solo.

λ = Coeficiente de Mindley

$c\Delta$ = Fator de forma



FORMA DA FUNDAÇÃO	VALORES DE $c\Delta$
Circular	0,88
Quadrada	0,82
Retangular	$L/B = 1,5$ 1,06
	$L/B = 2,0$ 1,20
	$L/B = 5,0$ 1,70
	$L/B = 10,0$ 2,10
	$L/B = 100,0$ 3,40

μ = Coeficiente de Poisson

TIPO DE SOLO	VALOR DE μ
Argila saturada	0,50
Argila não saturada	0,10 - 0,30
Areia argilosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,35
Areia	0,20 - 0,40

Fonte: (Adaptado de Barata, 1984).

A Tabela 3 apresenta o coeficiente de Buisman utilizado no método de Barata (1962, 1984) para a estimativa do módulo de elasticidade do solo. A Tabela 4 apresenta os coeficientes k de Danziger



(1982).

Tabela 3. Coeficiente de Buisman e as sugestões dos valores de k.

TIPO DE SOLO	COEFICIENTE DE BUISMAN	REFERÊNCIA
Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	1,15	Barata (1962)
Areia siltosa (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	1,20	Barata (1962)
Silte argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	2,40	Barata (1962)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	2,85	Jardim (1980)
Silte pouco argiloso (aterro compactado) (local - não determinado)	3,00	de Mello e Cepollina (1978)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	3,40	Barata (1962)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu/RJ)	3,60	Jardim (1980)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias/RJ)	4,40	Barata (1962)
Argila areno-siltosa (solo residual de gnaisse, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu/RJ)	5,20	Jardim (1980)
Argila areno-siltosa (porosa) (solo residual de basalt, ao natural) (local - Refinaria do Planalto, Campinas/SP)	5,20 - 9,20	Barata, Córtes e Santos (1970)
Areias sedimentares	2,00	Não publicado

Fonte: (Adaptado de Barata, 1984).

Tabela 4. Sugestões dos valores de K.

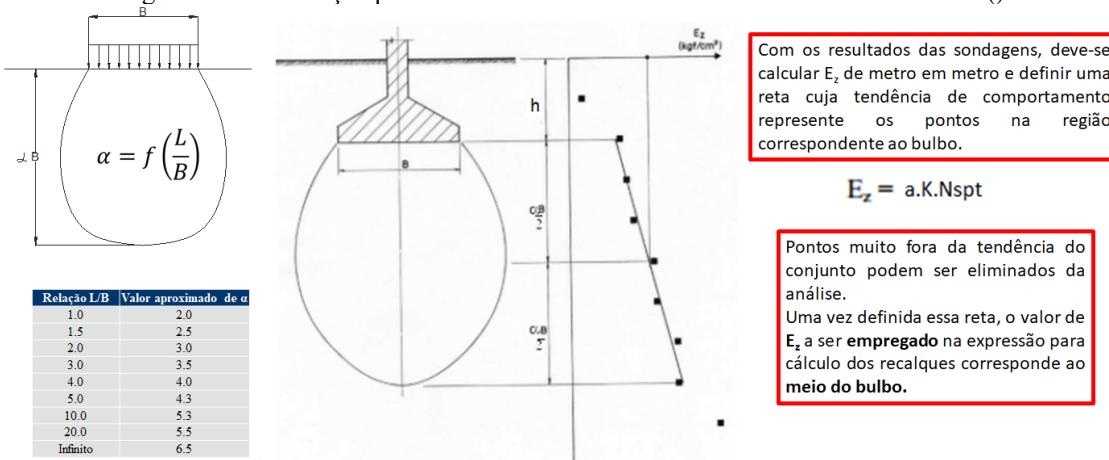
TIPO DE SOLO	SUGESTÃO DE VALORES PARA K (kgf/cm ²)	SUGESTÃO DE VALORES PARA K (kN/m ²)
Areia	6,0	600
Areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa	5,3	530
Silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8	480
Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila arenos-siltosa	3,8	380
Silte argiloso	3,0	300
Argila, argila siltosa	2,5	250

Fonte: (Adaptado de Danziger, 1982).

A Figura 2 apresenta o esquema de cálculo do módulo de elasticidade do solo a partir dos valores do coeficiente de Buisman, NsPT e tipo de solo. Além disso, a profundidade a ser considerada para o bulbo de tensões é dependente da relação entre os lados da sapata.



Figura 2. Consideração para o bulbo de tensões e módulo de elasticidade do solo (E_z).



Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Nos projetos geotécnicos de fundações profundas, como estacas, é prática comum que o dimensionamento seja baseado prioritariamente na verificação da capacidade de carga, uma vez que os recalques associados são geralmente pequenos e compatíveis com os limites estruturais devido à mobilização de camadas mais rígidas em profundidade. Essa abordagem é reconhecida em normas nacionais e internacionais, como a ABNT NBR 6122 (2024), que afirma que a estimativa de recalques em estacas deve ser realizada “quando necessário”, e no Eurocode 7 (EN 1997-1), que destaca que o desempenho das fundações profundas é comumente controlado pela resistência e não pelos deslocamentos.

A capacidade de carga (carga de ruptura) de estacas pode ser estimada por meio de fórmulas estáticas e fórmulas dinâmicas.

No Brasil, a sondagem a percussão com medida de NSPT é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, de acordo com Militsky (1986) que abordou o assunto mencionando que a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT.

Por isso, há muito tempo, os profissionais de fundações têm a preocupação de estabelecer métodos empíricos de estimativa da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens a percussão.

A maioria das formulações de capacidade de carga para estacas, naturalmente, apresenta duas parcelas de contribuição: (i) associada ao fuste da estaca e (ii) associada à base da estaca.

A Tabela 5 apresenta um resumo de algumas formulações que são utilizadas para a estimativa de capacidade de carga geotécnica para estacas hélice contínua.

Tabela 5. Métodos semiempíricos para cálculo da carga de ruptura.

MÉTODO	FÓRMULA
Antunes e Cabral (1996)	$Q_{ult} = [\beta_2 \times N_{SPT,P} \times A_P] + [U \times \sum \beta_1 \times N_{SPT,F} \times \Delta L]$
Aoki e Velloso (1975)	$Q_{ult} = \left[\frac{K_2 \times N_{SPT,P}}{F1_2} \times A_P \right] + \left[U \times \sum \frac{\alpha_2 \times K_2 \times N_{SPT,F}}{F2_2} \times \Delta L \right]$
A & V. Monteiro (1997)	$Q_{ult} = \left[\frac{K_3 \times N_{SPT,P}}{F1_3} \times A_P \right] + \left[U \times \sum \frac{\alpha_3 \times K_3 \times N_{SPT,F}}{F2_3} \times \Delta L \right]$
Décourt (1996a)	$Q_{ult} = [\alpha_4 \times C_4 \times \bar{N} \times A_P] + \left[\beta \times U \times \sum 10 \times \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times \Delta L \right]$
Décourt e Quaresma (1982)	$Q_{ult} = [C_5 \times \bar{N} \times A_P] + \left[U \times \sum \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times \Delta L \right]$
Karez e Rocha (2000)	$Q_{ult} = [K_{KR} \times N_{SPT,P} \times A_P] + [4,9 \times U \times \sum N_{SPT,F}]$
UFRGS (2006)	$Q_{ult} = [K_{KR} \times N_{SPT,P} \times A_P] + \left[U \times \sum \alpha_7 \times N_{SPT,F} \times \Delta L \right]$
Vorcaro e Velloso (2000)	$Q_{ult} = e^{1,96 \times \ln(x_p) \times \ln(x_L) \pm 0,29}$

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Onde:

Q_{ult} = carga última de ruptura do solo; ΔL = extensão da camada;

A_P = área da ponta da estaca; U = perímetro da estaca;

$X_P = A_P \times N_{SPT,P}$; $X_L = U \times \sum N_{SPT,F}$

$N_{SPT,P}$ = valor do NSPT na ponta da estaca; $N_{SPT,F}$ = valor do NSPT ao longo do fuste;

\bar{N} = somatório do NSPT da profundidade com o NSPT de 1 metro acima e 1 abaixo;

(β_1, β_2) = coeficientes do Método Antunes e Cabral para tipos de solo;

$(K_2, \alpha_2, F1_2, F2_2)$ = coeficientes de tipos de solo e estaca para o Método de Aoki e Velloso;

$(K_3, \alpha_3, F1_3, F2_3)$ = coeficientes para o Método de A. & V. com contribuição de Monteiro;

(α_3, β, C_4) = coeficientes de tipos de solo e estaca para o Método de Décourt;

C_5 = coeficiente de tipos de solo para o Método de Décourt e Quaresma;

K_{KR} = coeficiente de Karez e Rocha para tipos de solo;

(K_7, α_7) = coeficientes do Método da UFRGS para tipos de solo;

4 ESTUDO DE CASO

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O projeto foi desenvolvido para um terreno localizado na Alameda Morela (antiga Rua 39), lote 23, quadra F2, no loteamento Alphaville Rio Costa do Sol. A área encontra-se inserida na Zona Residencial ZR5, no município de Rio das Ostras, Estado do Rio de Janeiro. A localização exata do



terreno pode ser observada na Figura 3, que apresenta o enquadramento urbano e a posição do lote.

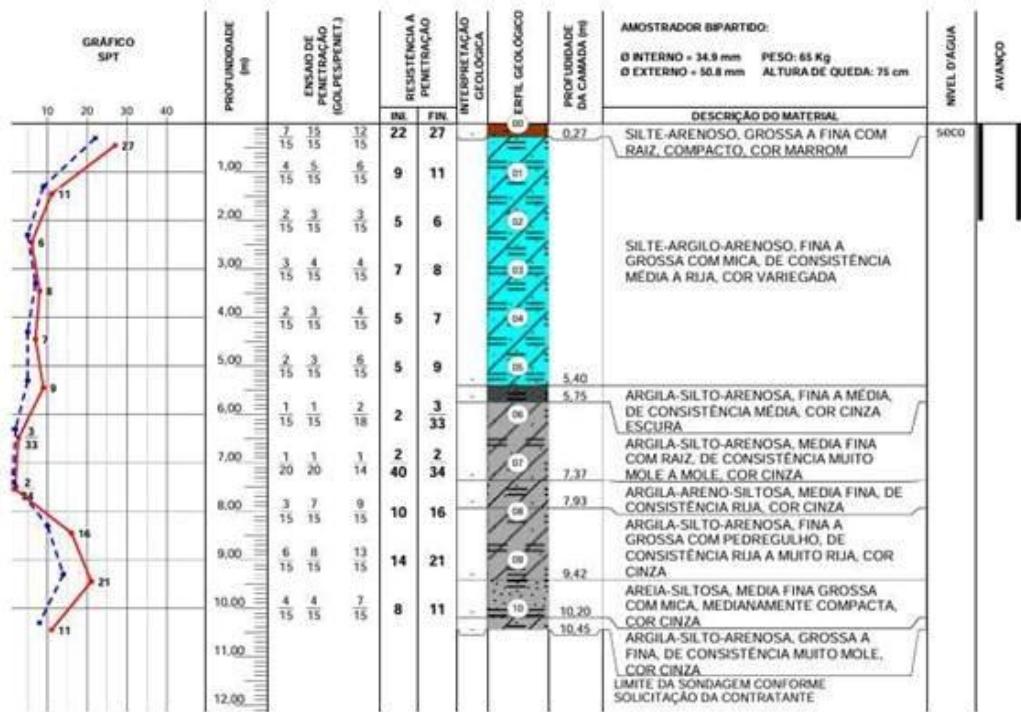
Figura 3. Localização do empreendimento – Alphaville – Rio das Ostras/RJ.



Fonte: (Googlemaps, acessado em 01/12/2025).

Foi executada uma sondagem a percussão com medida de NsPT. A Figura 4 apresenta o boletim de sondagem considerado no projeto.

Figura 4. Perfil geotécnico da sondagem SP 01 – Alphaville – Rio das Ostras/RJ.



Fonte: (Relatório interno, empresa de sondagem).

A análise do boletim de sondagem permite observar que a execução do ensaio SPT foi iniciada no nível do terreno, diferente do preconizado pela ABNT NBR 6484 (2020). Este artifício é utilizado na prática de projetos de fundações superficiais, principalmente quando pretende-se realizar fundações do tipo radier.

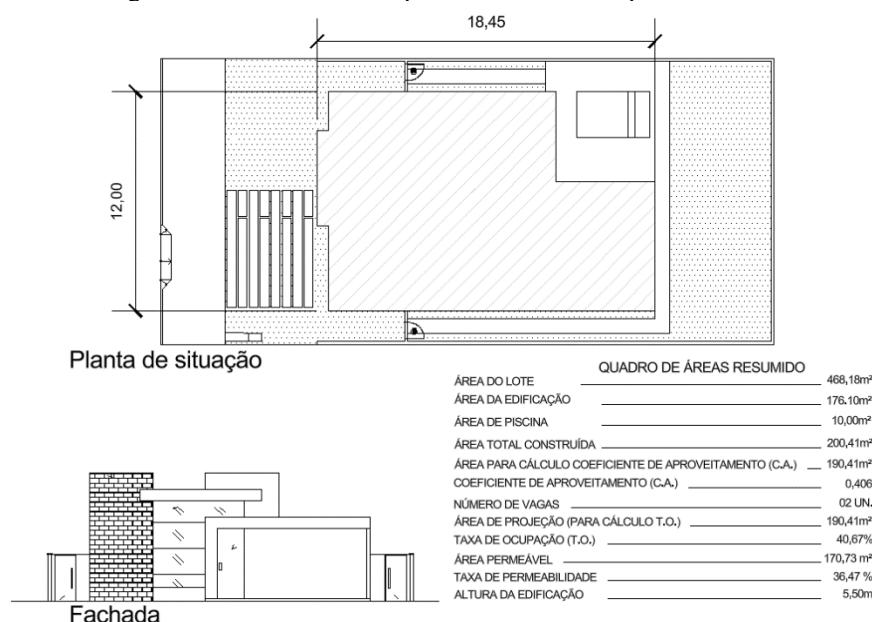


Os valores de NsPT na superfície do terreno indicam a presença de um aterro com controle de compactação ($27 < \text{NsPT} < 11$). A partir de 2 metros de profundidade os valores de NsPT caem bastante, chegando a 5 golpes. Em 6 metros de profundidade o NsPT tem um ligeiro aumento para 9 golpes. Entre 5,75 e 7,37, encontra-se uma camada de argila silto-arenosa com consistência muito mole onde o NsPT é inferior a 3 golpes. A partir de 8 metros de profundidade o solo começa a apresentar um valor NsPT de superior, chegando a 21 golpes.

4.2 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

O projeto arquitetônico foi desenvolvido para atender às diretrizes urbanísticas e aos parâmetros construtivos exigidos pelo condomínio, assegurando conformidade normativa, funcionalidade e adequada ocupação do lote. A residência possui 1 pavimento e pode ser considerada de padrão elevado. A implantação da edificação encontra-se apresentada na Figura 5.

Figura 5. Planta, fachada e quadro resumo do empreendimento.



Fonte: (Relatório interno, empresa construtora).

As cargas verticais atuantes em cada pilar foram inicialmente organizadas conforme os valores individuais apresentados na Tabela 5. Essas cargas foram utilizadas para o dimensionamento geotécnico das sapatas.

Tabela 5. Carga dos pilares.

PILAR	DIMENSÕES (cm)	CARGA MÁX. (kN)	PILAR	DIMENSÕES (cm)	CARGA MÁX. (kN)
P1	0,40 x 0,20	55,78	P15	0,14 x 0,26	106,5
P2	0,32 x 0,14	88,84	P16	0,14 x 0,26	112,96
P3	0,14 x 0,60	133,57	P17	0,14 x 0,26	157,3
P4	0,26 x 0,14	249,23	P18	0,14 x 0,26	36,67



P5	0,14 x 0,30	249,23	P19	0,14 x 0,26	93,24
P6	0,14 x 0,26	126,99	P20	0,14 x 0,26	130,69
P7	0,14 x 0,26	122,66	P21	0,14 x 0,26	146,74
P8	0,26 x 0,14	122,66	P22	0,14 x 0,26	81,39
P9	0,14 x 0,26	168,74	P23	0,26 x 0,14	162,73
P10	0,14 x 0,30	97,68	P24	0,14 x 0,26	144,22
P11	0,14 x 0,26	147,76	P25	0,14 x 0,26	68,96
P12	0,26 x 0,14	88,2	P26	0,26 x 0,14	148,03
P13	0,26 x 0,14	122,27	P27	0,26 x 0,14	62,66
P14	0,26 x 0,14	143,82			

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

4.3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.3.1 Fundações Superficiais

Para o dimensionamento geotécnico das fundações superficiais foi considerado uma profundidade de assentamento de 1,0 metro, onde o Nspt é de 11 golpes. A Tabela 6 apresenta os parâmetros geotécnicos obtidos por correlações a partir do Nspt para a estimativa da capacidade de carga pelo método de Vesic (1975).

Tabela 6. Parâmetros geotécnicos para estimativa da capacidade de carga.

PARÂMETRO	FÓRMULA	REFERÊNCIA
Ângulo de atrito	$\Phi = 20 \times N_{SPT} + 15^\circ \approx 30^\circ$	Teixeira, 1996
Intercepto de coesão	$N_{SPT}/0,35 = 31,4 \text{ kN/m}^2$	Berberian, 2015
Peso específico natural	19 kN/m ³	Aoki e Cintra, 2010

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

A Tabela 7 apresenta a estimativa da capacidade de carga para as 27 sapatas do projeto em questão. Vale destacar que todas as sapatas foram consideradas quadradas e respeitando os valores mínimos definidos pela ABNT NBR 6122/2019 de 60 centímetros. A Tabela 7 também apresenta os fatores de segurança obtidos.



Tabela 7. Estimativa de carga para as 27 sapatas.

PILAR	CARGA DO PILAR (kN)	CARGA DO PILAR + PP DA SAPATA (kN)	TENSÃO DE PRÉ-DIM. (kN/m ²)	DIMENSÃO MÍNIMA DA SAPATA (m)	ÁREA MÍNIMA DA SAPATA (m ²)	ÁREA NECESSÁRIA (F/A) (m ²)	ÁREA ADOTADA (m ²)	BASE DA SAPATA (m)	LARGURA DA SAPATA (m)	ÁREA REAL DA SAPATA (m ²)	Qult (kN/m ²)	FATOR DE SEGURANÇA	CONFERÊNCIA
1	55,82	61,40	220	0,60	0,36	0,28	0,36	0,60	0,60	0,36	2152,67	12,62	OK
2	88,88	97,77	220	0,60	0,36	0,44	0,44	0,70	0,70	0,49	2165,44	10,85	OK
3	133,61	146,97	220	0,60	0,36	0,67	0,67	0,90	0,90	0,81	2190,98	12,07	OK
4	249,37	274,31	220	0,60	0,36	1,25	1,25	1,20	1,20	1,44	2229,28	11,70	OK
5	249,37	274,31	220	0,60	0,36	1,25	1,25	1,20	1,20	1,44	2229,28	11,70	OK
6	127,04	139,74	220	0,60	0,36	0,64	0,64	0,80	0,80	0,64	2178,21	9,98	OK
7	122,72	135,00	220	0,60	0,36	0,61	0,61	0,80	0,80	0,64	2178,21	10,33	OK
8	122,72	135,00	220	0,60	0,36	0,61	0,61	0,80	0,80	0,64	2178,21	10,33	OK
9	168,83	185,71	220	0,60	0,36	0,84	0,84	1,00	1,00	1,00	2203,75	11,87	OK
10	97,71	107,48	220	0,60	0,36	0,49	0,49	0,70	0,70	0,49	2165,44	9,87	OK
11	147,64	162,40	220	0,60	0,36	0,74	0,74	0,90	0,90	0,81	2190,98	10,93	OK
12	88,19	97,01	220	0,60	0,36	0,44	0,44	0,70	0,70	0,49	2165,44	10,94	OK
13	122,33	134,56	220	0,60	0,36	0,61	0,61	0,80	0,80	0,64	2178,21	10,36	OK
14	143,91	158,30	220	0,60	0,36	0,72	0,72	0,90	0,90	0,81	2190,98	11,21	OK
15	106,54	117,19	220	0,60	0,36	0,53	0,53	0,80	0,80	0,64	2178,21	11,90	OK
16	113,01	124,31	220	0,60	0,36	0,57	0,57	0,80	0,80	0,64	2178,21	11,21	OK
17	157,06	172,76	220	0,60	0,36	0,79	0,79	1,10	1,10	1,21	2216,51	15,52	OK
18	36,69	40,36	220	0,60	0,36	0,18	0,36	0,60	0,60	0,36	2152,67	19,20	OK
19	93,29	102,62	220	0,60	0,36	0,47	0,47	1,20	1,20	1,44	2229,28	31,28	OK
20	130,77	143,84	220	0,60	0,36	0,65	0,65	1,10	1,10	1,21	2216,51	18,65	OK
21	146,76	161,43	220	0,60	0,36	0,73	0,73	0,90	0,90	0,81	2190,98	10,99	OK
22	81,42	89,57	220	0,60	0,36	0,41	0,41	0,70	0,70	0,49	2165,44	11,85	OK
23	162,65	178,91	220	0,60	0,36	0,81	0,81	1,10	1,10	1,21	2216,51	14,99	OK
24	144,31	158,74	220	0,60	0,36	0,72	0,72	0,90	0,90	0,81	2190,98	11,18	OK
25	68,96	75,86	220	0,60	0,36	0,34	0,36	0,60	0,60	0,36	2152,67	10,22	OK
26	148,03	162,84	220	0,60	0,36	0,74	0,74	1,10	1,10	1,21	2216,51	16,47	OK
27	62,69	68,95	220	0,60	0,36	0,31	0,36	0,60	0,60	0,36	2152,67	11,24	OK

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

É possível observar que todos os fatores de segurança com relação a ruptura geotécnica são superiores ao mínimo de 3 exigido pela ABNT NBR 6122/2019. Assim pode-se afirmar que todas as sapatas atendem o requisito de segurança adequada com relação a ruptura.

A Tabela 8 apresenta os parâmetros obtidos por correlações a partir do NSPT para a estimativa dos recalques absolutos pelo método de Barata (1962, 1984).

Tabela 8. Parâmetros para estimativa do recalque absoluto.
DADOS
B = 0,60 m

H (m)	1	Hbulbo = 2,20		
γ (kN/m ³)	19	Cbulbo = 1,60		
L/B	1	PROF. (m)	NSPT	Ez (kN/m ²)
α	2	-1	11	10032
a	2,4	-2	6	5472
k (kN/m ²)	380	-3	8	

B (m)	$\alpha + B$	PROF. DO BULBO DE TENSÕES (10%)	MEIO DO BULBO DE TENSÕES	Ez (kN/m ²)
0,6	1,2	2,2	1,6	7250
0,7	1,4	2,4	1,7	6900
0,8	1,6	2,6	1,8	6400
0,9	1,8	2,8	1,9	5950
1,0	2,0	3,0	2,0	5472
1,1	2,2	3,2	2,1	7200
1,2	2,4	3,4	2,2	6850

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

A Tabela 9 apresenta a estimativa dos recalques absolutos para as 27 sapatas do projeto em questão. Foi considerado o valor de 3 cm como recalque máximo admissível para a estrutura em questão.



Tabela 9. Recalques absolutos para as 27 sapatas.

PILAR	CARGA DO PILAR (kN)	CARGA DO PILAR + PP DA SAPATA (kN)	BASE DA SAPATA (m)	LARGURA DA SAPATA (m)	L/B	H/BL	√BL/H	λ (ÁBACO)	CA	σ (kN/m²)	Ex	μ	Δh (m)	Δh (cm)	Δh ADMISSÍVEL (cm)	CONFERÊNCIA
1	55,82	61,40	0,60	0,60	1,00	1,67	0,60	0,640	0,82	170,558	7250	0,30	0,00674	0,674	3,0	OK
2	88,88	97,77	0,70	0,70	1,00	1,43	0,70	0,665	0,82	199,523	6900	0,30	0,01004	1,004	3,0	OK
3	133,61	146,97	0,90	0,90	1,00	1,11	0,90	0,710	0,82	181,449	5950	0,30	0,01454	1,454	3,0	OK
4	249,37	274,31	1,20	1,20	1,00	0,83	1,20	0,640	0,82	190,491	6850	0,30	0,01594	1,594	3,0	OK
5	249,37	274,31	1,20	1,20	1,00	0,83	1,20	0,760	0,82	190,491	6850	0,30	0,01892	1,892	3,0	OK
6	127,04	139,74	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	218,349	6400	0,30	0,01395	1,395	3,0	OK
7	122,72	135,00	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	210,930	6400	0,30	0,01348	1,348	3,0	OK
8	122,72	135,00	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	210,930	6400	0,30	0,01348	1,348	3,0	OK
9	168,83	185,71	1,00	1,00	1,00	1,00	0,725	0,82	185,713	5472	0,30	0,01836	1,836	3,0	OK	
10	97,71	107,48	0,70	0,70	1,00	1,43	0,70	0,665	0,82	219,344	6900	0,30	0,01104	1,104	3,0	OK
11	147,64	162,40	0,90	0,90	1,00	1,11	0,90	0,710	0,82	200,499	5950	0,30	0,01607	1,607	3,0	OK
12	88,19	97,01	0,70	0,70	1,00	1,43	0,70	0,665	0,82	197,982	6900	0,30	0,00997	0,997	3,0	OK
13	122,33	134,56	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	210,256	6400	0,30	0,01343	1,343	3,0	OK
14	143,91	158,30	0,90	0,90	1,00	1,11	0,90	0,710	0,82	195,437	5950	0,30	0,01566	1,566	3,0	OK
15	106,54	117,19	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	183,110	6400	0,30	0,01170	1,170	3,0	OK
16	113,01	124,31	0,80	0,80	1,00	1,25	0,80	0,685	0,82	194,238	6400	0,30	0,01241	1,241	3,0	OK
17	157,06	172,76	1,10	1,10	1,00	0,91	1,10	0,740	0,82	142,780	7200	0,30	0,01205	1,205	3,0	OK
18	36,69	40,36	0,60	0,60	1,00	1,67	0,60	0,640	0,82	112,107	7250	0,30	0,00443	0,443	3,0	OK
19	93,29	102,62	1,20	1,20	1,00	0,83	1,20	0,760	0,82	71,266	6850	0,30	0,00708	0,708	3,0	OK
20	130,77	143,84	1,10	1,10	1,00	0,91	1,10	0,740	0,82	118,879	7200	0,30	0,01003	1,003	3,0	OK
21	146,76	161,43	0,90	0,90	1,00	1,11	0,90	0,710	0,82	199,300	5950	0,30	0,01597	1,597	3,0	OK
22	81,42	89,57	0,70	0,70	1,00	1,43	0,70	0,665	0,82	182,786	6900	0,30	0,00920	0,920	3,0	OK
23	162,65	178,91	1,10	1,10	1,00	0,91	1,10	0,740	0,82	147,863	7200	0,30	0,01247	1,247	3,0	OK
24	144,31	158,74	0,90	0,90	1,00	1,11	0,90	0,710	0,82	195,970	5950	0,30	0,01570	1,570	3,0	OK
25	68,96	75,86	0,60	0,60	1,00	1,67	0,60	0,640	0,82	210,724	7250	0,30	0,00833	0,833	3,0	OK
26	148,03	162,84	1,10	1,10	1,00	0,91	1,10	0,740	0,82	134,575	7200	0,30	0,01135	1,135	3,0	OK
27	62,69	68,95	0,60	0,60	1,00	1,67	0,60	0,640	0,82	191,540	7250	0,30	0,00757	0,757	3,0	OK

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

É possível observar que todos os recalques são inferiores a 3 centímetros, atendendo assim, ao requisito arbitrado de deslocamentos compatíveis com este tipo de estrutura.

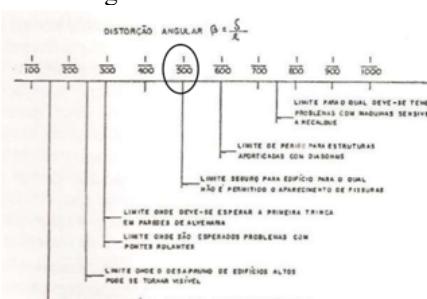
Para tornar o projeto geotécnico mais completo, os recalques distorcionais das sapatas interligadas entre si também foram calculados e comparados com o limite usual para esse tipo de estrutura. A Tabela 10 mostra os valores encontrados, bem como uma imagem dos limites aceitáveis para diversos tipos de estruturas.

Tabela 10. Recalques distorcionais para as sapatas interligadas entre si.

Pilar 1	Pilar 2	Distância (cm)	Recalque 1 (cm)	Recalque 2 (cm)	Numerador (cm)	Denominador (cm)	Numerador Transformado (cm)	Denominador Transformado (cm)	Conferência
4	3	88,25	1,594	1,454	0,140	88,25	1	532	Ok
4	5	150	1,594	1,892	0,299	150	1	502	Ok
5	6	540	1,892	1,395	0,497	540	1	1086	Ok
6	10	337	1,395	1,104	0,291	337	1	1138	Ok
2	7	420	1,004	1,348	0,343	420	1	1224	Ok
7	8	320	1,348	1,348	0,000	320	0	0	Ok
8	9	323,5	1,348	1,836	0,488	323,5	1	662	Ok
9	10	495	1,836	1,104	0,732	495	1	676	Ok
8	14	390	1,348	1,566	0,218	390	1	1785	Ok
13	14	245,25	1,343	1,566	0,223	245,25	1	1101	Ok
14	15	360,75	1,566	1,170	0,39	360,75	1	910	Ok
11	12	346	1,607	0,997	0,610	346	1	567	Ok
11	16	315	1,607	1,241	0,366	315	1	861	Ok
12	17	315	0,997	1,205	0,208	315	1	1515	Ok
16	17	346	1,241	1,205	0,037	346	1	9472	Ok
16	21	249	1,241	1,597	0,356	249	1	699	Ok
17	24	480	1,205	1,570	0,346	480	1	1312	Ok
15	19	149,5	0,943	0,708	0,265	149,5	1	564	Ok
19	20	344	0,708	1,003	0,295	344	1	1167	Ok
20	21	299	1,003	1,597	0,594	299	1	503	Ok
20	22	231	1,003	0,920	0,083	231	1	2793	Ok
21	23	231	1,597	1,247	0,350	231	1	660	Ok
22	23	299	0,920	1,247	0,327	299	1	914	Ok
23	24	346	1,247	1,570	0,323	346	1	1071	Ok
22	25	315	0,920	0,833	0,087	315	1	3607	Ok
25	26	390	0,833	1,135	0,302	390	1	1239	Ok
26	27	259,5	1,135	0,757	0,578	259,5	1	686	Ok

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Todos os valores de recalques distorcionais foram inferiores ao limite usual de 1/500 para o qual não é permitido para edifícios o aparecimento de fissuras.

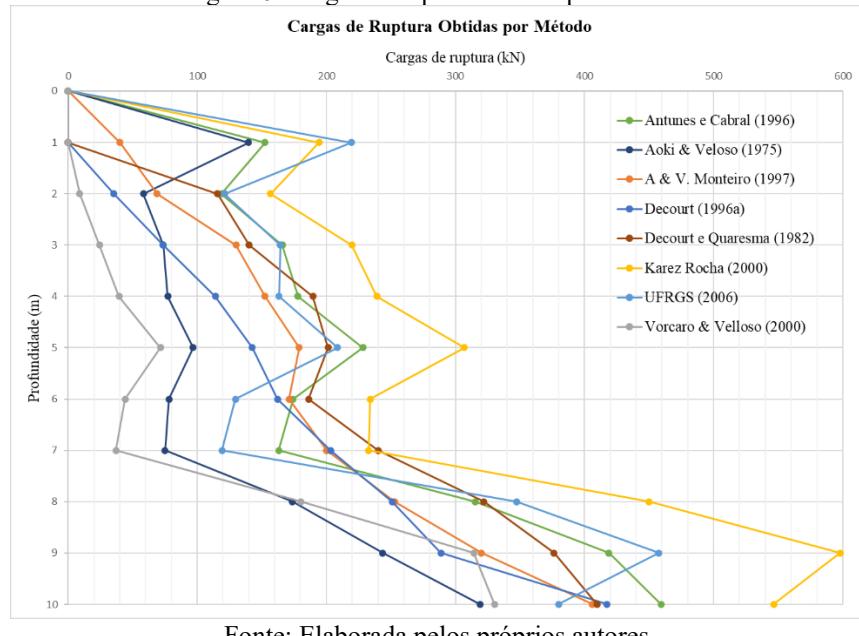


4.3.2 Fundações Profundas

Para o dimensionamento geotécnico das fundações profundas foram considerado estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 30 centímetros.

A partir dos métodos semiempíricos foram estimadas as capacidades de carga geotécnicas para cada profundidade com base na vertical de sondagem. A Figura 6 apresenta as curvas de carga de ruptura versus profundidade para estacas hélice contínua com 30 centímetros de diâmetro.

Figura 6. Cargas de ruptura obtidas por método.



Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Analizando a Figura 6 é possível verificar que na maioria dos métodos é possível iniciar o cálculo da resistência a partir do primeiro metro de profundidade. No entanto, nos métodos de Décourt (1996a), Décourt e Quaresma (1982) e de Vorcaro e Velloso (2000) só é possível obter valores a partir do segundo metro de profundidade, esta diferença é devido às considerações de cada método.

Para os métodos de Décourt (1996a) e Décourt e Quaresma (1982) é preciso utilizar a média do valor de Nspt da ponta com os valores de Nspt de um metro acima e um abaixo, devido a esse critério não é possível calcular a carga de ruptura na profundidade de um metro pois não há valor de Nspt acima para permitir calcular a média. Já no método de Vorcaro e Velloso (2000), a equação requer que o valor de XL seja diferente de zero, e para isso é preciso ter um valor de NSPT no fuste além do de ponta.

Outro ponto de destaque na Figura 6 está associado a redução de capacidade de carga para todos os métodos analisados nas profundidades entre 5,40 e 7 metros. Este fato pode ser explicado pela camada de argila silto-arenosa média a fina com raiz de consistência muito mole a mole, cor cinza com Nspt variando de 3/33 até 2/34.

Vale destacar que o método de Vorcaro e Velloso (2000) apresentou a menor estimativa de capacidade de carga para quase todas as profundidades, enquanto o método de Karez e Rocha (2000) forneceu estimativas com valores superiores a todos os outros métodos para quase todas as profundidades. Os outros métodos utilizados apresentaram valores intermediários.

Para homogeneizar os resultados, as cargas dos 27 pilares foram agrupadas em 4 grupos por faixas. A Tabela 11 apresenta os intervalos considerados, além de destacar a carga máxima de cada grupo que foi utilizada nas estimativas.

Tabela 11. Grupos com indicativo de faixa de carregamento e carga máxima utilizada para dimensionamento geotécnico das estacas.

GRUPO	INTERVALO DE CARGA (kN)	PILARES	CARGA MÁXIMA (kN)
G1	36,69 - 106,54	P1, P2, P10, P12, P15, P18, P19, P22, P25, P27	106,5
G2	113,01 - 133,61	P3, P6, P7, P8, P13, P16, P20	133,61
G3	143,91 - 168,83	P9, P11, P14, P17, P21, P23, P24, P26	168,83
G4	249,37	P4, P5	249,37

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

A Tabela 12 apresenta uma análise conjunta dos resultados obtidos por todos os métodos semiempíricos. Esta análise considera a carga máxima de cada grupo de pilares e fornece a quantidade, a profundidade necessária e o fator de segurança obtido das estacas.

Tabela 12. Panorama geral do dimensionamento geotécnico das estacas.

GRUPO	MÉTODO																							
	Aoki & Velloso (1975)			Décourt e Quaresma (1982)			A. & V. Monteiro (1997)			Décourt (1996a)			UFRGS (2006)			Karez Rocha (2000)			Vorcaro & Velloso (2000)			Antunes e Cabral (1996)		
G1	1	9,0	2,3	1	7,0	2,3	1	8,0	2,4	1	8,0	2,4	1	8,0	3,3	1	3,0	2,1	1	8,0	2,3	1	8,0	2,0
G2	1	10,0	2,4	1	8,0	2,4	1	9,0	2,4	1	9,0	2,2	1	8,0	2,6	1	8,0	3,4	1	9,0	3,1	1	9,0	2,1
G3	2	8,0	2,1	1	9,0	2,2	1	10,0	2,4	1	10,0	2,5	1	8,0	2,1	1	8,0	2,7	1	9,0	2,5	2	8,0	2,6
G4	2	10,0	2,6	2	8,0	2,6	2	8,0	2,0	2	8,0	2,0	2	8,0	2,8	1	9,0	2,4	2	9,0	3,4	2	9,0	2,3

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

É importante começar a análise lembrando que de acordo com a NBR 6122 (2019) o fator de segurança mínimo para fundações profundas deve ser de pelo menos 2.

Para o dimensionamento das estacas dos pilares dos grupos 1 e 2, que possuem cargas máximas de, respectivamente, 106,5 kN e 133,61 kN, foi necessário somente 1 estaca por pilar. Além disso, é possível observar que as profundidades das estacas variaram de 7 a 9 metros, dependendo do método utilizado.

Já para o grupo 3, cuja carga máxima é de 168,33 kN, foram necessárias 2 estacas por pilar utilizando os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996), enquanto para os outros métodos apenas 1 estaca foi empregada. As profundidades das estacas variaram de 8 a 10 metros, dependendo do método utilizado.



Por fim, para o grupo 4, em que a carga máxima é de 249,37 kN, foram necessárias 2 estacas por pilar, exceto para o método de Karez e Rocha (2000) que foi necessária apenas 1 estaca. Neste caso as profundidades também variaram de 8 a 10 metros.

A tomada de decisão final para a quantidade de estacas e suas respectivas profundidades foi realizada considerando a aplicação dos oito métodos semiempíricos. Desta maneira, optou-se por adotar os valores mais recorrentes por grupo. A Tabela 13 apresenta o resumo de quantidades e comprimentos de estaca por grupo.

Tabela 13. Quantidade de estacas hélice contínua por grupos.

GRUPO	QUANTIDADE DE PILARES	NÚMERO DE ESTACAS POR PILAR	PROFOUNDIDADE DE CADA ESTACA (m)	QUANTIDADE TOTAL DE ESTACAS (m)
1	10	1	8	80
2	7	1	9	63
3	8	1	10	80
4	2	2	8	32

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

5 ORÇAMENTOS

5.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Para o orçamento das fundações em sapatas foram considerados os critérios e a base de dados da EMOP-RJ (setembro de 2025).

As composições utilizadas de serviço, mão de obra e materiais foram: escavação mecânica, formas de madeira e escoramento, aço, concreto, controle tecnológico, impermeabilização, reaterro, carga e transporte (bota-fora).

A Tabela 14 apresenta os custos desonerados e não desonerado para as 27 sapatas da obra em questão.

Tabela 14. Custo com base na EMOP-RJ (setembro de 2025).

DESONERADA	NÃO DESONERADA
R\$ 26.068,58	R\$ 26.603,63

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Optou-se pela utilização do valor não desonerado (R\$26.603,63) pois este incorpora encargos sociais e trabalhistas completos, refletindo mais fielmente as condições reais de mercado para obras civis.

5.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Para os valores de escavação das estacas tipo hélice com diâmetro de 30 cm foi consultado uma empresa privada que forneceu um orçamento completo e detalhado conforme Tabela 15.



Tabela 15. Orçamento escavação das estacas.

DESCRÍÇÃO DOS SERVIÇOS	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
Mobilização de equipamento	1	Verba	R\$ 5.100,00	R\$ 5.100,00
Desmobilização de equipamento	1	Verba	R\$ 5.100,00	R\$ 5.100,00
Montagem de equipamento	1	Verba	R\$ 1.400,00	R\$ 1.400,00
Perfuração 300 mm	255,00	Metro	R\$ 50,00	R\$ 12.750,00
Perfuração 400 mm	-	Metro	R\$ 60,00	-
Perfuração 500 mm	-	Metro	R\$ 70,00	-
Faturamento mínimo diário	-	Verba	R\$ 9.200,00	-
ENCARGOS NF	14,00%		R\$ 3.409,00	
TOTAL	(R\$)		R\$ 27.759,00	

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Para os blocos de coroamento das estacas também foram considerados os critérios e a base de dados da EMOP-RJ (setembro de 2025). Além disso, foram contemplados o concreto e o aço das estacas que não foram adicionados no orçamento da empresa privada.

As composições utilizadas de serviço, mão de obra e materiais foram: escavação mecânica, formas de madeira e escoramento, aço, concreto, controle tecnológico, impermeabilização, reaterro, carga e transporte (bota-fora).

A Tabela 16 apresenta os custos desonerados e não desonerado para as fundações profundas, desconsiderando a parte de escavação.

Tabela 16. Custo com base na EMOP-RJ (setembro de 2025).

DESONERADA	NÃO DESONERADA
R\$ 34.910,06	R\$ 35.132,56

Fonte: Elaborada pelos próprios autores.

Neste caso, também se optou pela utilização do valor não desonerado. Sendo que o valor final para a execução das fundações profundas foi de R\$62.891,56.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O presente estudo analisou, sob uma perspectiva técnico-econômica, o desempenho de fundações superficiais e profundas projetadas com base em uma investigação geotécnica utilizando valores de NSPT para uma residência unifamiliar em Rio das Ostras/RJ. Os resultados indicaram que as sapatas, dimensionadas pelos métodos de Vesic (1975) para capacidade de carga e Barata (1962, 1984) para previsão de recalques, apresentaram fatores de segurança superiores ao mínimo normativo



e deslocamentos compatíveis com os limites estruturais estabelecidos, confirmando sua eficiência geotécnica para o caso analisado.

No caso das fundações profundas, estacas hélice contínua de 30 cm de diâmetro foram avaliadas por oito métodos semiempíricos consagrados na literatura. Observou-se divergência relevante nas estimativas de capacidade de carga entre as formulações, evidenciando que a escolha metodológica influencia diretamente profundidade de cravação, quantidade de estacas e custo final do projeto. Ainda assim, em todos os cenários avaliados, os fatores de segurança permaneceram superiores ao mínimo de 2 exigido normativamente, reforçando a aplicabilidade das estacas para esta tipologia estrutural.

Do ponto de vista econômico, as fundações superficiais revelaram-se mais vantajosas, apresentando custo final inferior à metade da solução em estacas. Contudo, ressaltou-se que, apesar do custo elevado, as fundações profundas proporcionam vantagens técnicas importantes, sobretudo pela mobilização de camadas mais rígidas em profundidade e pela menor sensibilidade a recalques diferenciais em perfis heterogêneos, resultado coerente com referências normativas e conceituais adotadas.

Como contribuição prática, este estudo evidencia que decisões fundacionais não devem basear-se exclusivamente em custo inicial, mas em um equilíbrio entre segurança estrutural, desempenho geotécnico e viabilidade econômica. A análise comparativa mostra que estudos parametrizados, capazes de considerar diferentes critérios normativos e metodológicos, são essenciais para minimizar incertezas inerentes à variabilidade do subsolo e às correlações semiempíricas amplamente utilizadas no Brasil.

Entretanto, algumas limitações devem ser reconhecidas: o estudo adotou apenas um perfil de sondagem e correlacionou parâmetros com base em valores de NSPT, o que pode introduzir variabilidade não capturada por metodologias mais recentes, como CPTu ou ensaios laboratoriais avançados. Futuros trabalhos podem ampliar a investigação incorporando ensaios *in situ* adicionais, provas de carga instrumentadas e análises probabilísticas, permitindo avaliação mais abrangente sobre incertezas de capacidade de carga e recalques em diferentes cenários geotécnicos. Além disso, a replicação do estudo em empreendimentos com maior porte estrutural permitirá explorar a influência de carregamentos mais elevados sobre a competitividade entre soluções superficiais e profundas.

De forma geral, a pesquisa confirma que fundações superficiais se mostraram a alternativa mais econômica neste caso de estudo, enquanto as fundações profundas demonstraram superioridade técnica sob determinadas condições. Assim, reforça-se que a escolha do sistema de fundação deve ser fundamentada em análise integrada, considerando desempenho geotécnico, custo global e peculiaridades do subsolo, evitando decisões simplistas ou baseadas exclusivamente em soluções tipificadas.



REFERÊNCIAS

- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua: proposta de método de cálculo. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III), 3., 1996, São Paulo.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019 (versão corrigida 2022).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- BARATA, F. E. Mecânica dos Solos. Rio de Janeiro: [s.n.], 1962.
- BARATA, F. E. Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao seu estudo. Rio de Janeiro: LTC, 1984.
- BARATA, F. E.; CORTES, H. V. M.; SANTOS, L. A. C. Estudo de solos residuais de gnaisse e basalto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 4., 1970, Rio de Janeiro.
- BOUSSINESQ, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars, 1885.
- DANZIGER, F. A. B. Capacidade de carga de estacas. 1982. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.
- DÉCOURT, L. A ruptura de fundações estimada com base no SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III), 3., 1996, São Paulo.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules (EN 1997-1). Brussels: CEN, 2004.
- JARDIM, N. A. Sondagem geotécnica. 1980. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.
- KAREZ, C. S.; ROCHA, H. C. A. Estacas hélice contínua: previsão da capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE IV), 4., 2000, São Paulo.
- MELLO, V. F. B.; CEPOLLINA, M. Relatório sobre a estabilidade de taludes. [S.l.: s.n.], 1978.
- MILITSKY, J. Estimativa de recalques em areias. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre.



MONTEIRO, P. P. Manual de execução de fundações. São Paulo: Pini, 1997. (Referência para a contribuição ao método de Aoki & Velloso).

TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.

UFRGS. Métodos de previsão de capacidade de carga. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, 2006. (Apostila/Nota de aula).

VESIC, A. S. Bearing Capacity of Shallow Foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (Ed.). Foundation Engineering Handbook. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 121-147.

VORCARO, E. A.; VELLOSO, D. A. Previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua por meio do SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE IV), 4., 2000, São Paulo.

