

Estudo comparativo de custo e benefício entre dois tipos de fundações em Ouroeste/SP

Comparative study of cost and benefit between two types of foundations in Ouroeste/SP

Flávia de Oliveira Furatini ¹, Jean de Macedo Cordeiro ², Nattaiane Gruen Helmich ³, Cleiton João Mendes ⁴

¹ Faculdades Integradas de Fernandópolis, Avenida Theotonio Vilela, s/n – Campus Universitário, Fernandópolis, São Paulo, Brasil.

² Faculdades Integradas de Fernandópolis, Avenida Theotonio Vilela, s/n – Campus Universitário, Fernandópolis, São Paulo, Brasil.

³ Faculdades Integradas de Fernandópolis, Avenida Theotonio Vilela, s/n – Campus Universitário, Fernandópolis, São Paulo, Brasil.

⁴ Faculdades Integradas de Fernandópolis, Avenida Theotonio Vilela, s/n – Campus Universitário, Fernandópolis, São Paulo, Brasil.

e-mail: flavia_ofuratini@hotmail.com, macedojeaneeng@hotmail.com, helmichgruen13@gmail.com, cleitonjoaomendes@hotmail.com.

RESUMO

As fundações, conjuntos de elementos estruturais situados na parte inferior da estrutura, são responsáveis pela transmissão direta dos esforços atuantes da superestrutura para o solo. O estudo e a determinação do tipo de fundação, levando em consideração as interações solo-estrutura, as propriedades e as características do solo, podem atribuir ao projeto maior segurança e uma melhor utilização dos recursos e materiais. Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre dois tipos de fundações, uma rasa ou direta representada pela sapata rígida isolada e uma profunda representada pela estaca escavada in loco do tipo broca, para atender aos esforços provenientes de uma residência de pequeno porte, visando uma melhor relação custo e benefício. Para o dimensionamento dos elementos foi utilizado as recomendações da NBR 6118:2014 [3], o método das bielas para as sapatas e o método Aoki-Velloso para as estacas. Deste modo, efetuou-se o dimensionamento, tanto geométrico quanto estrutural, e o levantamento quantitativo de materiais, de ambas as fundações, e com os resultados obtidos, foi feito o orçamento para obtenção do menor custo de execução. Assim, conclui-se que as sapatas, acerca do custo, são aproximadamente 25% mais econômicas do que as estacas, demonstrando que a realização de um estudo do solo e dos elementos que irão compor a subestrutura podem tornam o projeto mais viável e seguro.

Palavras-chave: Fundação. Sapatas. Estacas. Economia. Construção.

ABSTRACT

The foundations, sets of structural elements located at the bottom of the structure, are responsible for the direct transmission of the active efforts of the superstructure to the soil. The study and determination of the type of foundation, taking into account soil-structure interactions, soil properties and characteristics, can give the project greater security and better use of resources and materials. This work presents a comparative study between two types of foundations, one shallow or direct represented by the isolated rigid shoe and a deep one represented by the drill bit excavated in loco, to meet the efforts coming from a small residence, aiming a better relationship cost and benefit. For the dimensioning of the elements, the recommendations of NBR 6118:2014 [3], the connecting rod method for the shoes and the Aoki-Velloso method for the piles were used. In this way the dimensioning was carried out, both geometric and structural, and the quantitative survey of materials, from both foundations, and with the results obtained, the budget was made to obtain the lowest cost of execution. It was concluded that the shoes about the cost are approximately 25% more economical than the piles, demonstrating that the realization of a study of the soil and the elements that will compose the substructure can make the project more viable and safer.

Keywords: Foundation. Shoes. Piles. Economy. Construction.

1. INTRODUÇÃO

As fundações são essenciais na construção civil, devido ao fato de transmitirem ao solo as cargas provenientes da estrutura. Assim, torna-se necessário o conhecimento das propriedades e o estudo do comportamento do solo para a determinação da fundação que melhor se adequa, econômica e estruturalmente, ao projeto. Um dos maiores problemas associados a um mau dimensionamento ou má escolha desses elementos são os recalques, deformações que ocorrem no solo e que podem resultar em sérios danos à estrutura. Segundo REBELLO [1], caso o recalque seja uniforme em todos os pontos de apoio das fundações, o efeito será apenas um afundamento do nível térreo, provocando problemas de uso, porém se o recalque for de intensidades diferentes, de um apoio para outro, pode provocar sérios danos à estrutura, levando a mesma à ruína parcial ou total.

Conforme apresentado nos gráficos abaixo (Figuras 1 e 2), resultado de uma pesquisa realizada com diversos profissionais da área da construção civil no município de Ouroeste/SP, infere-se que em grande parte das construções não é realizado projeto técnico específico de fundações e tampouco o levantamento geotécnico do solo. Devido ao conhecimento empírico no meio técnico da região, é utilizada a associação de vigas baldrame a estacas escavadas sem nenhuma análise prévia. Portanto, o principal objetivo deste trabalho é o de transmitir informações úteis para os profissionais da construção civil, principalmente engenheiros civis, quanto ao dimensionamento e a escolha de fundações para pequenas construções no município de estudo. Para tal, foi feito um comparativo, de custo e benefício, entre dois tipos de fundações, uma rasa, representada pelas sapatas rígidas isoladas, e outra profunda, representada pelas estacas escavadas do tipo broca.

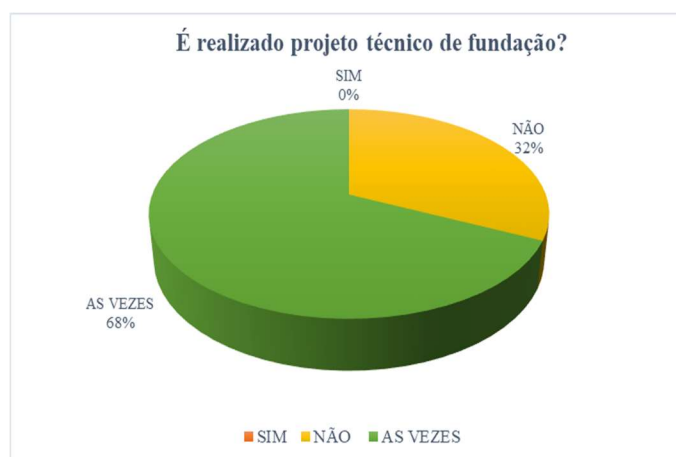


Figura 1: Distribuição percentual para a primeira pergunta. Fonte: autoria própria.



Figura 2: Distribuição percentual para a segunda pergunta. Fonte: autoria própria.

A viga baldrame é um elemento linear, em concreto armado, responsável pela transmissão do carregamento advindo da alvenaria de vedação, para os elementos de fundação. Neste trabalho o elemento em questão não será dimensionado, tendo em vista que seus esforços serão transmitidos aos elementos de fundação em estudo, ou seja, as sapatas isoladas e as estacas do tipo broca.

A sapata isolada é uma fundação superficial, em concreto armado, que transmite as cargas provenientes da superestrutura para o terreno firme através de tensões distribuídas sob a sua base. E, onde a tensão de tração supera a resistência do concreto à tração, torna-se indispensável a colocação de uma armadura na forma de malha para resistir a esse esforço.

As estacas são responsáveis pela transmissão dos esforços da superestrutura para o solo através da resistência de fuste (lateral), que surge devido ao atrito elemento-solo, e pela resistência de ponta (base). Para estacas submetidas a tensões de compressão inferiores a 5 MPa, de acordo com a NBR 6122 [2], pode-se desprezar a utilização de armadura.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o dimensionamento geométrico das sapatas isoladas foram adotadas as recomendações da NBR 6118 [3] e da NBR 6122 [2], e para o dimensionamento estrutural, foi utilizado o Método das Bielas [4], que consiste na transmissão dos esforços provenientes do pilar e/ou de vigas baldramas à base das sapatas por meio de bielas (regiões) de concreto comprimido, o que provoca tensões de tração a serem resistidas pela armadura. Quanto as estacas do tipo broca, foi utilizado o método semiempírico Aoki-Velloso [5].

2.1 Croqui da edificação

A Figura 3 apresenta o croqui de locação dos pilares, contendo o pilar mais solicitado (P8).

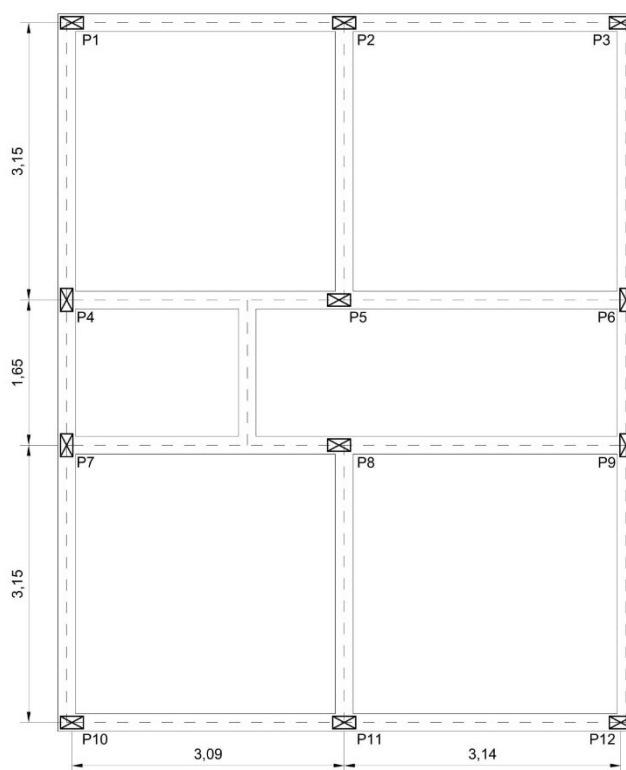


Figura 3: Croqui de locação da fundação, dimensões em metros. Fonte: autoria própria.

2.2 Perfil geotécnico do solo

Para o presente trabalho utilizou-se sondagens geotécnicas realizadas pela empresa OKM Geologia, Geotecnia e Meio Ambiente, contratadas pela Prefeitura Municipal de Ouroeste [10], no ano de 2012. Àquela época foram executadas sondagens pelo método de percussão e lavagem utilizando-se tubo de revestimento de 2 ½" e amostrador padrão Terzaghi-Peck com diâmetros de 13/8" e 2", interno e externo, respectivamente. Conforme verifica-se nas Figuras de 4 a 11, foram retiradas amostras a cada metro, mediante cravação deste amostrador, anotando-se a resistência oferecida pelo material amostrado. Para a paralisação dos furos de sondagens à percussão, foi considerada a norma NBR 6484 [6], obedecendo à critérios preestabelecidos. A seguir, estão apresentados os relatórios de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) para oito perfurações para o município de Ouroeste/SP.

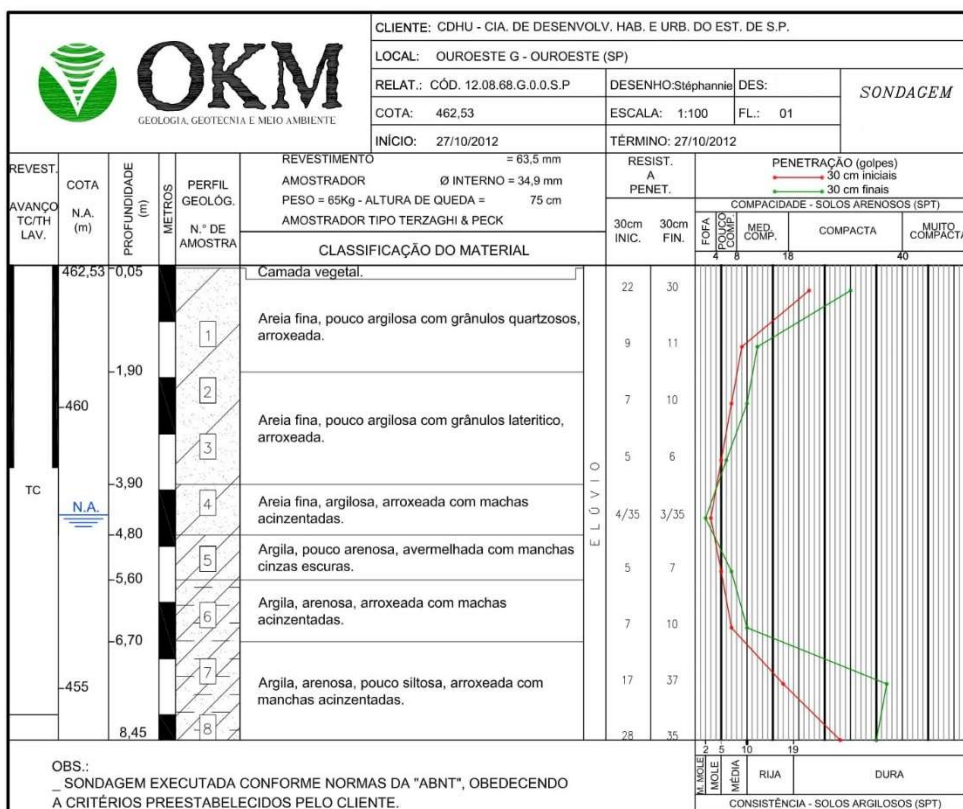


Figura 4: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 01). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

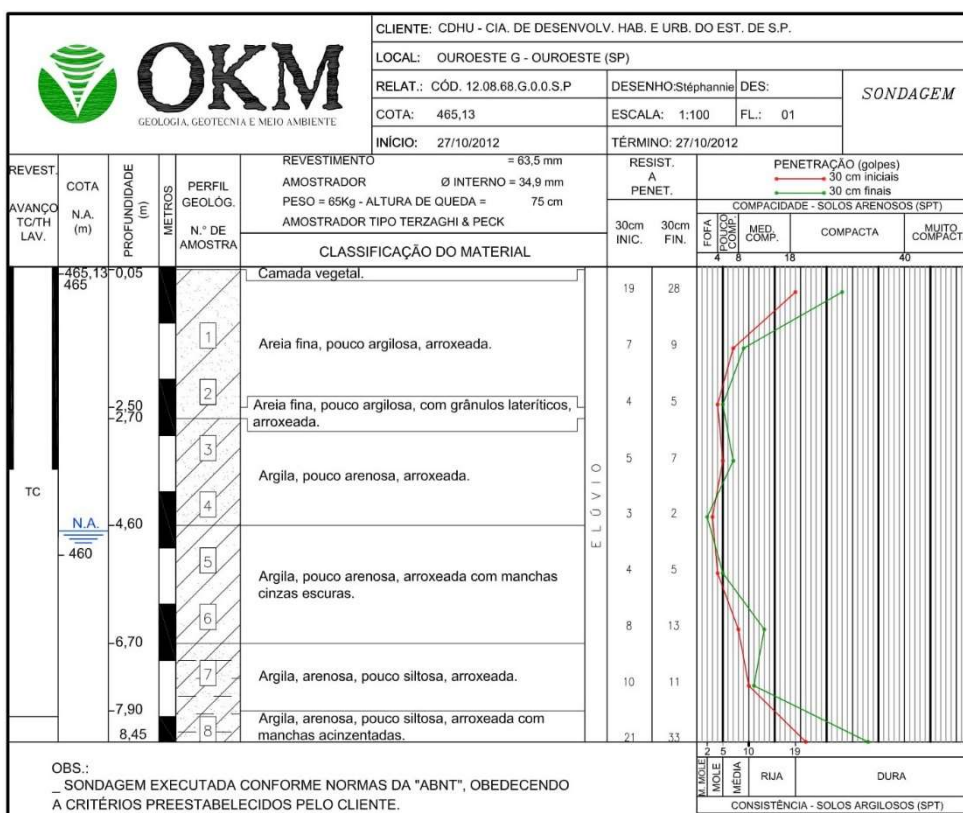


Figura 5: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 02). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

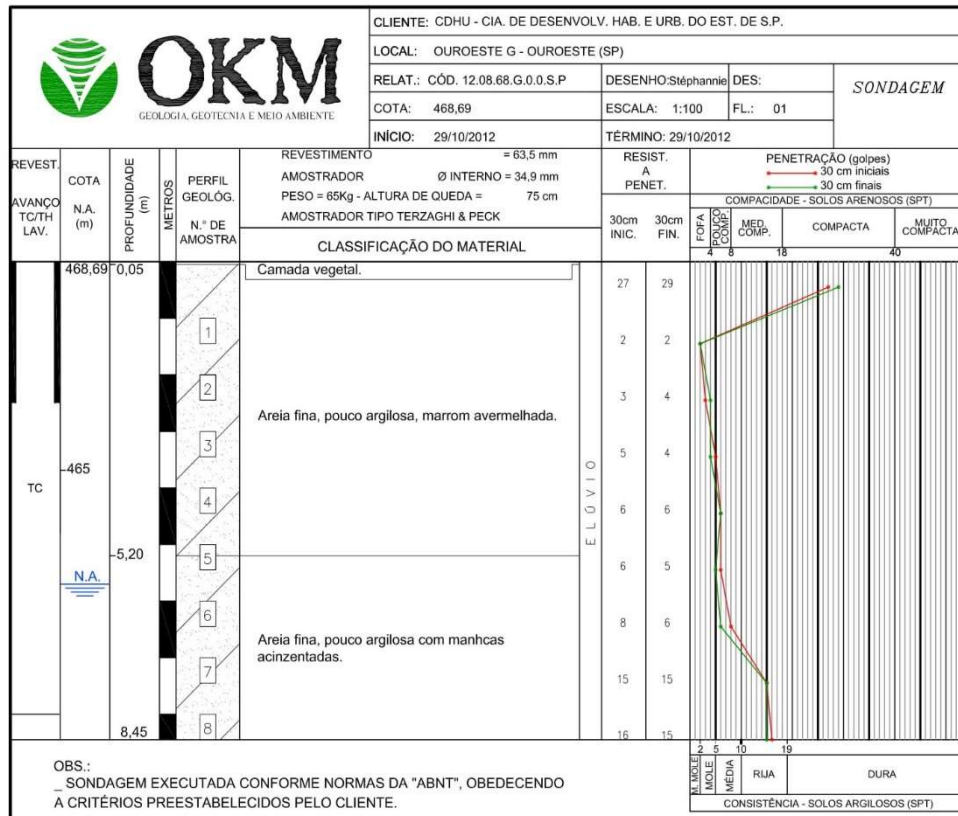


Figura 6: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 03). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

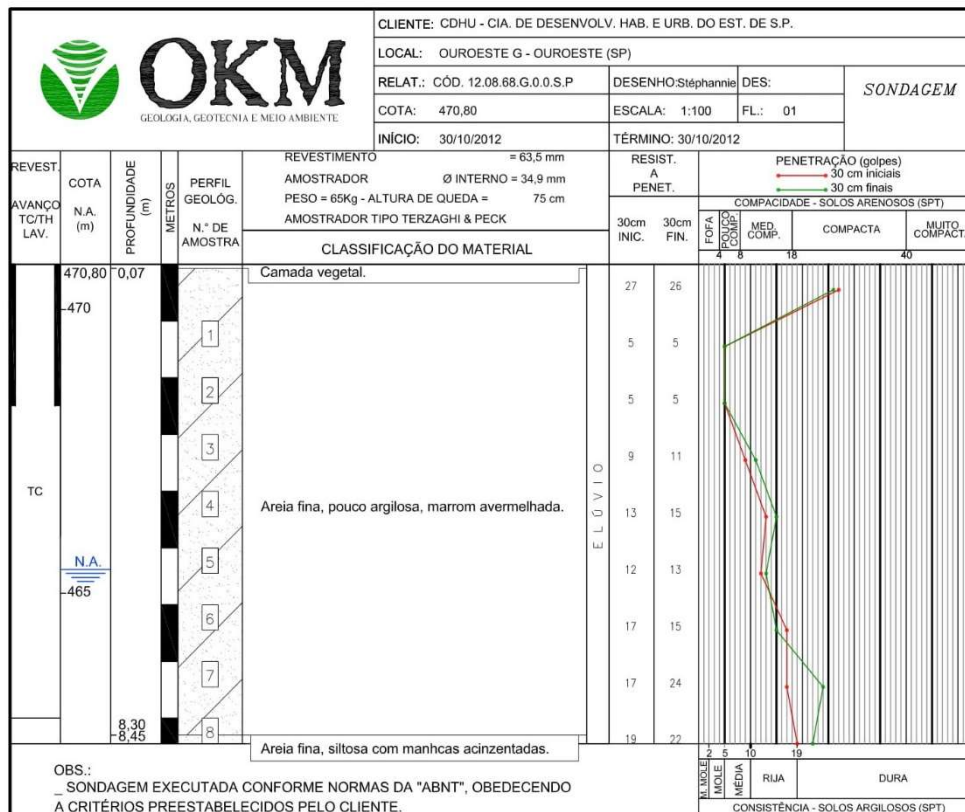


Figura 7: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 04). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

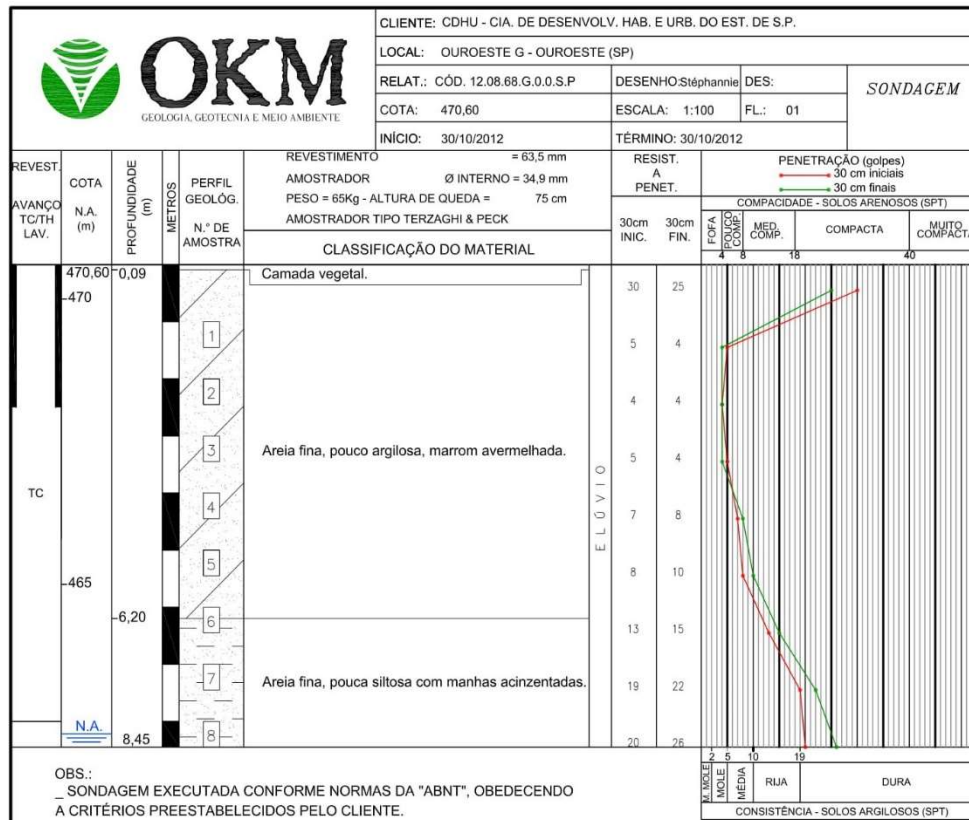


Figura 8: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 05). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

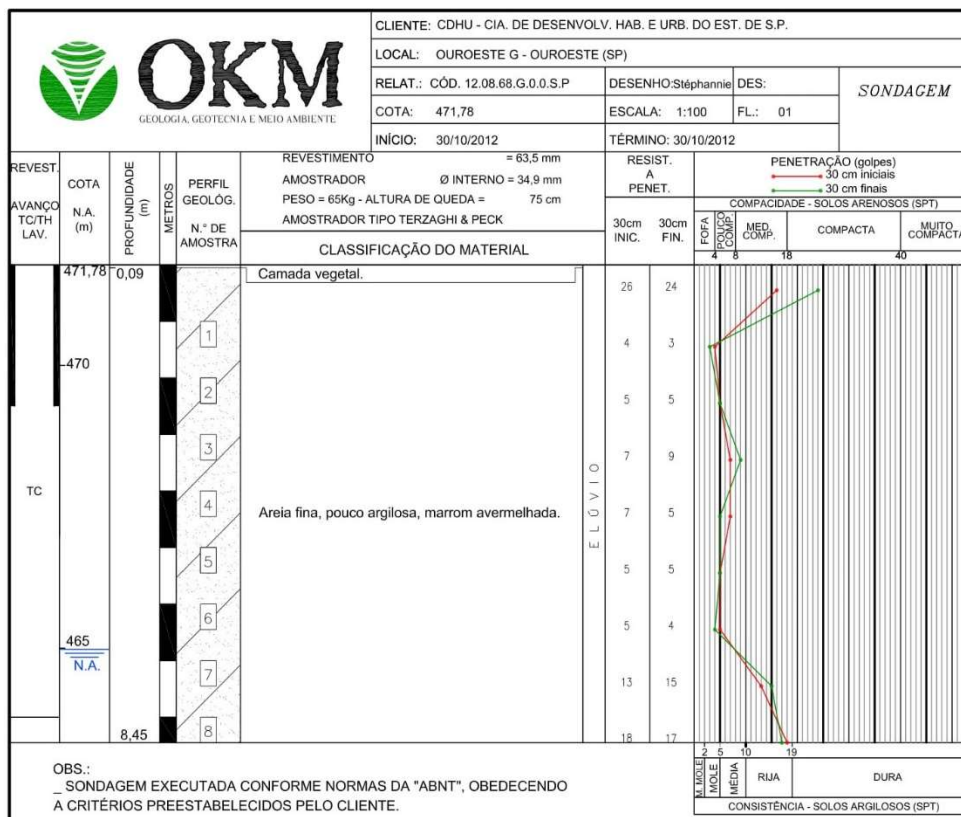


Figura 9: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 06). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

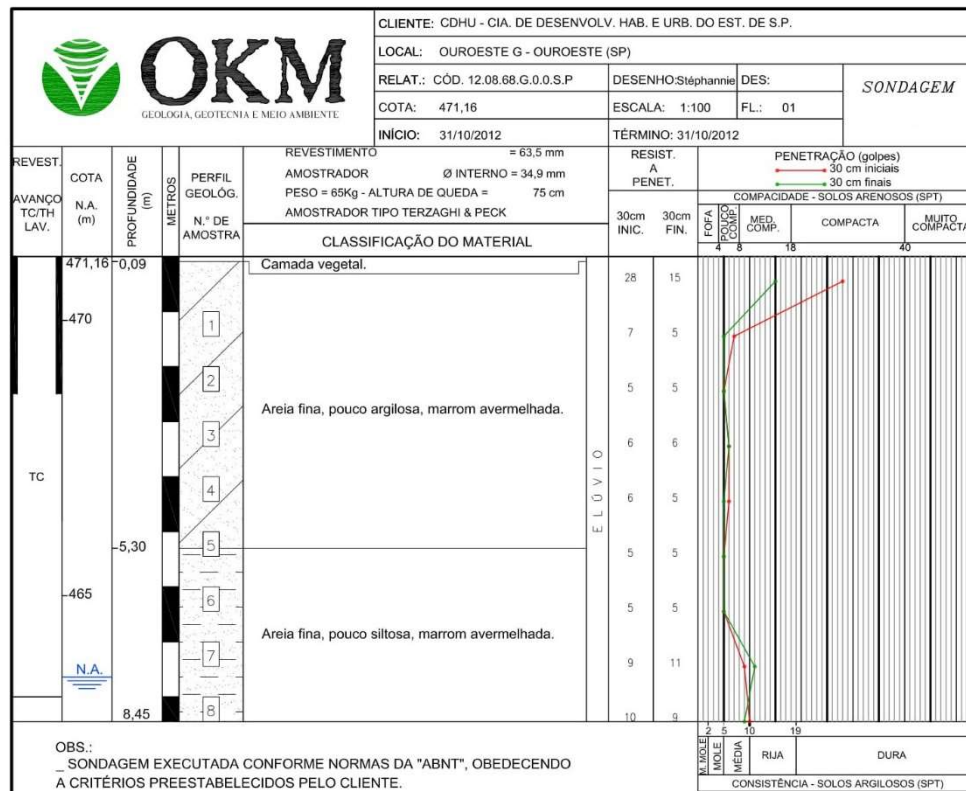


Figura 10: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 07). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

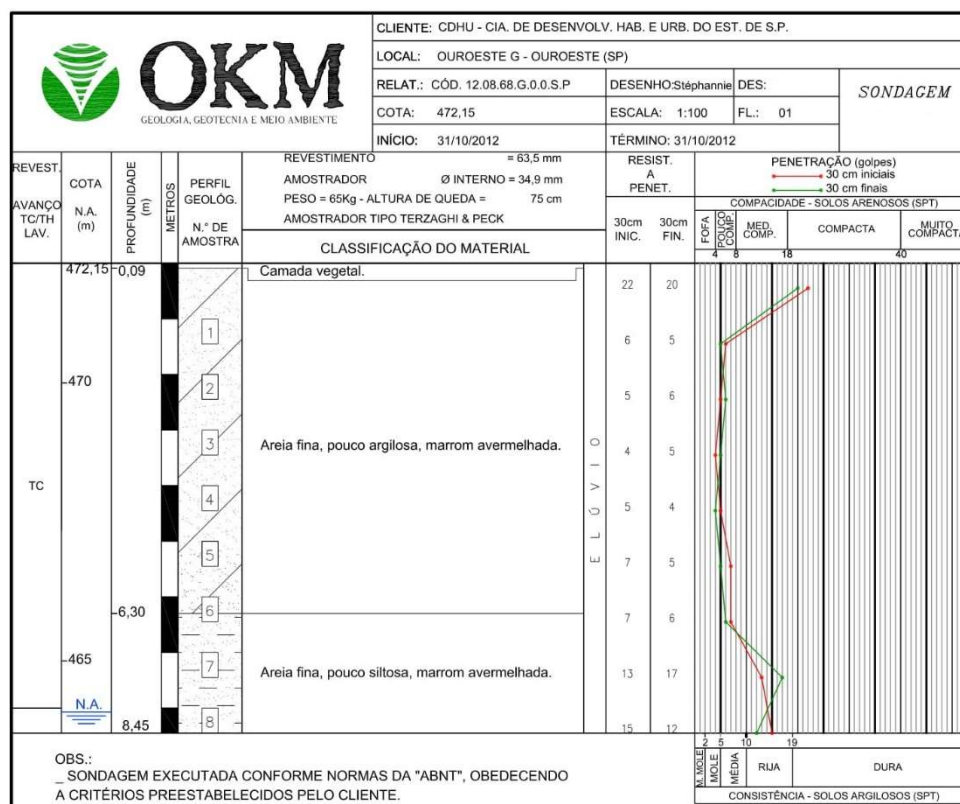


Figura 11: Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P (Sondagem 08). Fonte: Prefeitura Municipal de Ouroeste/SP, 2012.

2.3 Determinação dos esforços atuantes

As Tabelas 1 e 2 apresentam os carregamentos utilizados e os esforços atuantes na estrutura, levando em consideração a área de influência mais desfavorável, com valor de 7,69 m². A espessura considerada para a laje maciça foi de 12 cm, a seção transversal da viga, do pilar e da viga baldrame foram, respectivamente, 12 cm x 24 cm, 14 cm x 26 cm e 20 cm x 30 cm. As argamassas de revestimento têm entre 1,5 a 3,0 cm de espessura, para efeito de segurança foi utilizado espessura de 3,0cm. Considerando a utilização de tijolos furados de 08 furos (13 kN/m³), com dimensão de 9 cm x 19 cm x 19 cm, argamassa de assentamento de 1,0 cm, obtivemos uma carga de 2,38 kN/m² de alvenaria sob toda a extensão da viga.

Tabela 1: Carregamentos utilizados no dimensionamento dos elementos de fundação.

CARREGAMENTO	VALOR	UNIDADE
Peso específico do concreto armado	25,00	kN/m ³
Telha cerâmica romana	0,40	kN/m ²
Forro de gesso	12,50	kN/m ³
Carga accidental	1,50	kN/m ²
Alvenaria de vedação	2,38	kN/m ²

Fonte: Adaptado da NBR 6120 [7].

Tabela 2: Esforços atuantes nos elementos de fundação.

CARGA	VALOR
Devido ao peso proveniente da laje	0,12m x 7,69m ² x 25kN/m ³ = 23,07kN
Devido ao peso proveniente das vigas	0,12m x 0,24m x 5,44m x 25kN/m ³ = 3,92kN
Devido ao peso proveniente do pilar	0,14m x 0,26m x 2,50m x 25kN/m ³ = 2,28kN
Devido ao peso proveniente da viga baldrame	0,20m x 0,30m x 5,44m x 25kN/m ³ = 8,16kN
Devido ao peso proveniente das telhas	7,69m ² x 0,40kN/m ² = 3,08kN
Cargas accidentais	7,69m ² x 1,5kN/m ² = 11,54kN
Devido ao peso proveniente da alvenaria	2,50m x 5,44m x 2,38kN/m ² = 32,37kN

Fonte: Autoria própria.

O somatório das cargas provenientes da superestrutura, conforme Equação (1), teve seu valor característico (Q_k), posteriormente majorado pelo coeficiente de ponderação de ações (γ_f), conforme Equação (2), tendo sido utilizado no dimensionamento dos elementos de fundação.

$$Q_k = \sum_1^n (q_{k,n}) \quad (1)$$

$$Q_k = 23,07 + 3,92 + 2,28 + 8,16 + 3,08 + 11,54 + 32,37 = 84,42kN$$

$$Q_d = Q_k \times \gamma_f \quad (2)$$

$$Q_d = 84,42 \times 1,4 = 118,19kN$$

Onde:

Q_k : carga característica proveniente da superestrutura, em kN;

$q_{k,n}$: parcela de carga característica proveniente da superestrutura, em kN;

Q_d : carga de cálculo, em kN;

γ_f : coeficiente de ponderação das ações, NBR 6118 [3].

2.4 Dimensionamento das estacas tipo broca

2.4.1 Dimensionamento geométrico

Uma vez determinada a carga proveniente da estrutura (Q_d), a capacidade de carga da estaca ou carga de ruptura (Q_r), para estacas escavadas *in loco* com a ponta em solo, foi calculada conforme demonstrado nas Equações (3) e (4):

$$Q_a \leq \begin{cases} Q_r / 2 \\ Q_d \end{cases} \quad (3)$$

$$\therefore Q_r \geq Q_d \times 2 \quad (4)$$

$$Q_r \geq 118,19 \times 2 = 236,38 \text{ kN}$$

Onde:

Q_a : carga admissível da estaca, em kN;

Q_r : carga de ruptura, em kN.

Inferese que as dimensões do elemento devem proporcionar uma carga de ruptura, igual ou maior, que 236,38 kN, resultante da soma das parcelas resistentes da ponta ($Q_{p,r}$) e da lateral ($Q_{s,r}$) da estaca, conforme Equação (5).

$$Q_r = Q_{p,r} + Q_{s,r} \quad (5)$$

Onde:

$Q_{p,r}$: resistência total de ponta da estaca, em kN;

$Q_{s,r}$: resistência total lateral ou de fuste da estaca, em kN.

A parcela resistente total da ponta e da lateral são calculadas utilizando-se as Equações (6) e (7):

$$Q_{p,r} = r_p \times A_p = \frac{K \times N_{spt}}{F_1} \times A_p \quad (6)$$

$$Q_{s,r} = U \times \sum_1^m (r_l \times \Delta_l)_m = U \times \sum_1^m \left(\frac{\alpha \times K \times N_{spt}}{F_2} \times \Delta_l \right)_m \quad (7)$$

Onde:

r_p : resistência de ponta, em kN/m²;

A_p : área de projeção da ponta da estaca, em m²;

K : coeficiente de conversão da resistência de ponta de estaca, obtida através de ensaio de penetração com cones (CPT), para N_{spt} , em kN/m²;

N_{spt} : valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaio de penetração padrão (SPT);

U : perímetro da seção transversal da estaca, em m;

r_l : atrito lateral devido ao contato estaca, solo, em kN/m²;

Δ_l : trecho da camada de solo, onde se admite r_l constante, em m;

m : camada de solo;

α : relação entre as resistências de ponta e lateral da estaca, em %;

F_1 : coeficiente de correção da resistência de ponta;

F_2 : coeficiente de correção da resistência lateral;

Os coeficientes de correção das resistências (F_1 e F_2), dependem do tipo de estaca utilizada, conforme demonstrado na Tabela 3.

Tabela 3: Coeficiente de correção F_1 e F_2 .

TIPO DE ESTACA	F_1	F_2
Franki	2,50	2 x F_1
Metálica	1,75	2 x F_1
Pré-moldada	1,00 + Ø/0,80	2 x F_1
Escavada	3,00	2 x F_1
Raiz, hélice contínua e ômega	2,00	2 x F_1

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Os valores de K e α dependem do perfil geotécnico do solo, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4: Coeficientes K e α .

TIPO DE SOLO	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia silto argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argila siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto arenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Para efeito de cálculo foram utilizadas as sondagens geotécnicas realizadas no município de Ouroeste, explicitadas no item 2.2, adotando-se um diâmetro de 0,30 m para as estacas. Com base nas equações expostas anteriormente, o resultado está apresentado nas Tabelas 5 e 6 a seguir.

Tabela 5: Dados obtidos através das sondagens e dos cálculos efetuados.

SONDAGEM	Δ_i (m)	N_{spt}	TIPO DE SOLO	α (%)	K (MPa)	F_1	F_2	U(m)	A_p (m ²)
Sondagem 01	1,00	30,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,90	11,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,10	11,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	-	10,00	Areia Argilosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07
Sondagem 02	1,00	28,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	9,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,50	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,20	5,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
	0,30	5,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	7,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
	0,60	2,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
	0,40	2,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Argila Arenosa	2,40	0,35	3,00	6,00	0,94	-
Sondagem 03	-	13,00	Argila Arenosa	-	0,35	3,00	6,00	-	0,07
	1,00	29,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	2,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	6,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,20	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,80	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,70	6,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
Sondagem 04	-	6,00	Areia Argilosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07
	1,00	26,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	-	11,00	Areia Argilosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07
	1,00	25,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
Sondagem 05	1,00	8,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	-	10,00	Areia Argilosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07
	1,00	24,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	3,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	9,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
Sondagem 06	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-

	-	15,00	Areia Argilosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07
Sondagem 07	1,00	15,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	6,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,30	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,70	5,00	Areia Siltosa	2,00	0,80	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Siltosa	2,00	0,80	3,00	6,00	0,94	-
	-	11,00	Areia Siltosa	-	0,80	3,00	6,00	-	0,07
Sondagem 08	1,00	20,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	6,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	4,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	1,00	5,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	0,30	6,00	Areia Argilosa	3,00	0,60	3,00	6,00	0,94	-
	-	6,00	Areia Siltosa	-	0,60	3,00	6,00	-	0,07

Fonte: Autoria própria.

Tabela 6: Resistência lateral, de ponta e de carga de ruptura.

SONDAGEM	Δ_l (m)	$Q_{s,r}$ camada (kN)	$Q_{s,r}$ acumulado (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Q_r (kN)
Sondagem 01	1,00	84,82	84,82	-	-
	0,90	27,99	112,81	-	-
	0,10	3,11	115,92	-	-
	-	-	-	141,37	257,29
Sondagem 02	1,00	79,17	79,17	-	-
	1,00	25,45	104,62	-	-
	0,50	7,07	111,68	-	-
	0,20	1,32	113	-	-
	0,30	1,98	114,98	-	-
	1,00	9,24	124,22	-	-
	0,60	1,58	125,80	-	-
	0,40	1,06	126,86	-	-
	1,00	6,60	133,45	-	-
	-	-	-	107,21	240,66
Sondagem 03	1,00	82	82	-	-
	1,00	5,65	87,65	-	-
	1,00	11,31	98,96	-	-
	1,00	11,31	110,27	-	-
	1,00	16,96	127,23	-	-
	0,20	2,83	130,06	-	-
	0,80	11,31	141,37	-	-
	0,70	11,88	153,25	-	-
	-	-	-	84,82	238,07
Sondagem 04	1,00	73,51	73,51	-	-

	1,00	14,14	87,65	-	-
	1,00	14,14	101,79	-	-
	-	-	-	155,51	257,30
Sondagem 05	1,00	70,69	70,69	-	-
	1,00	11,31	82,00	-	-
	1,00	11,31	93,31	-	-
	1,00	11,31	104,62	-	-
	1,00	22,62	127,23	-	-
	-	-	-	141,37	268,60
Sondagem 06	1,00	67,86	67,86	-	-
	1,00	8,48	76,34	-	-
	1,00	14,14	90,48	-	-
	1,00	25,45	115,92	-	-
	1,00	14,14	130,06	-	-
	1,00	14,14	144,20	-	-
	1,00	11,31	155,51	-	-
	-	-	-	212,06	367,57
Sondagem 07	1,00	42,41	42,41	-	-
	1,00	14,14	56,55	-	-
	1,00	14,14	70,69	-	-
	1,00	16,96	87,65	-	-
	1,00	14,14	101,79	-	-
	0,30	4,24	106,03	-	-
	0,70	8,80	114,83	-	-
	1,00	12,57	127,39	-	-
	-	-	-	207,35	334,74
Sondagem 08	1,00	56,55	56,55	-	-
	1,00	14,14	70,69	-	-
	1,00	16,96	87,65	-	-
	1,00	14,14	101,79	-	-
	1,00	11,31	113,10	-	-
	1,00	14,14	127,23	-	-
	0,30	5,09	132,32	-	-
	-	-	-	113,10	245,42

Fonte: Autoria própria.

Como pode ser observado, a Estaca 8 aplicada no solo mais crítico, refere-se à Sondagem 07, resultou num comprimento de 7,00 m para atender a uma carga de ruptura superior a 236,38 kN, resultante da combinação das resistências de lateral e de ponta ($Q_{r,T}=334,74$ kN). Assim, todas as 12 estacas terão comprimento de 7,00 m com diâmetro de 0,30 m. As estacas são submetidas a tensão de compressão no valor de 3,34 Mpa ($Q_r = 236,38$ Kn), portanto pode-se desprezar a utilização de armadura. A Figura 12 traz a representação gráfica da associação de vigas baldrames à estaca do tipo broca.

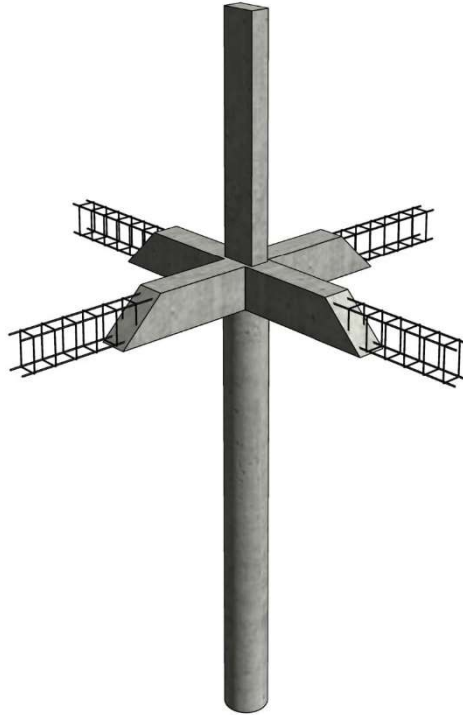


Figura 12: Representação gráfica em 3D da associação de vigas baldramas à estaca do tipo broca. Fonte: autoria própria.

2.5 Dimensionamento das sapatas isoladas

2.5.1 Determinação da tensão admissível do solo em função do SPT

Para relacionar os números de golpes obtidos nos ensaios de sondagem à percussão (SPT) e a resistência do solo, foi utilizada a fórmula empírica apresentada na Equação (8):

$$\bar{\sigma} = \left(\sqrt{N_{spt}} - 1 \right) \times 98,1 \quad (8)$$

Onde:

$\bar{\sigma}$: tensão admissível do solo, em kPa;

N_{spt} : número de golpes da camada.

Tendo em vista que a sapata é uma fundação superficial, foi utilizado o índice de resistência à penetração (N_{spt}) do primeiro metro de cada sondagem e adotado como a tensão admissível do solo ou taxa do solo o menor valor obtido dentre os resultados apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Tensão admissível do solo por sondagem.

SONDAGEM	N_{spt}	$\sigma_{adm,n}$ (kPa)
Sondagem 01	30,00	439,22
Sondagem 02	28,00	421,00
Sondagem 03	29,00	430,18
Sondagem 04	26,00	402,11
Sondagem 05	25,00	392,40
Sondagem 06	24,00	382,49
Sondagem 07	15,00	281,84
Sondagem 08	20,00	340,62

Fonte: autoria própria.

Portanto a resistência do solo utilizada para efeitos de dimensionamento do elemento de fundação sapata isolada, foi a obtida na Sondagem 07, com valor aproximado de 282 kPa.

2.5.2 Dimensionamento geométrico

Segundo BASTOS [4], para sapatas retangulares (utilizadas em pilares de seção retangular), visando uma maior economia, o centro de gravidade da base deve coincidir com o centro de gravidade do pilar e a relação comprimento/largura deve ser inferior a 2,5, além de ser indicado atender as seguintes relações demonstradas nas Equações (9), (10) e (11):

$$A - a_0 = B - b_0 = 2 \times d \quad (9)$$

$$\therefore A - B = a_0 - b_0 \quad (10)$$

$$A_{sap} = A \times B \quad (11)$$

Onde:

A : comprimento da base da sapata, em m;

B : largura da base da sapata, em m;

a_0 : comprimento da base do pilar, em m;

b_0 : largura da base do pilar, em m;

d : balanço da sapata, medido da face do pilar até a face mais externa da sapata, em m;

A_{sap} : área da base da sapata, em m²;

A tensão admissível do solo deverá ter valor maior que o obtido pela distribuição da carga centrada advinda do pilar aplicado sobre a área da base da sapata, conforme Inequação (12).

$$\bar{\sigma} \geq \frac{Q_d \times \gamma_n}{A \times B} \quad (12)$$

$$\therefore A \times B \geq \frac{Q_d \times \gamma_n}{\bar{\sigma}} \quad (12)$$

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \times \gamma_{n2} \quad (13)$$

$$A \times B \geq \frac{118,19 \times 1,2 \times 1,2}{282} = 0,61 m^2$$

Onde:

γ_n : coeficiente de ponderação adicional para casos especiais, conforme NBR 6118 [3] e NBR 8681 [8];

γ_{n1} : valor menor ou igual a 1,2 em função da ductilidade de uma eventual ruína;

γ_{n2} : valor menor ou igual a 1,2 em função da gravidade das consequências de uma eventual ruína.

Resulta da união das Equações (10) e (11), o seguinte:

$$\frac{A_{sap}}{B} - B = a_0 - b_0 \quad (14)$$

$$A_{sap} - B^2 = (a_0 - b_0) \times B \quad (15)$$

$$B^2 + (a_0 - b_0) \times B - A_{sap} = 0 \quad (16)$$

Resolvendo-se a equação de segundo grau anterior, obtêm-se uma forma de determinar a largura da sapata (B), conforme Equação (17).

$$B = \frac{b_0 - a_0}{2} + \sqrt{\frac{(a_0 - b_0)^2 + A_{sap}}{4}} \quad (17)$$

Por questões de execução, as medidas de largura e comprimento da base da sapata devem ser múltiplas de 5 cm, não sendo inferiores a 60 cm. Os pilares foram dimensionados considerando-se a dimensão e área mínima estipulada pela NBR 6118 [3], portanto, $a_0=26$ cm e $b_0=14$ cm.

$$B = \frac{0,14 - 0,26}{2} + \sqrt{\frac{(0,26 - 0,14)^2 + 0,61}{4}} = 0,34m$$

Assim, a largura, atendendo a dimensão mínima, será de 0,60 m e o comprimento será de 1,10 m. A área da base terá valor de 0,66 m², atendendo a área mínima. A superfície da base superior da sapata deverá ter dimensões de, no mínimo, 2,5 cm maiores que o pilar, para facilitar a montagem das fôrmas.

Para a determinação da altura, considerou-se a utilização de sapatas rígidas, devido a estarem menos sujeitas à ruptura por punção e serem menos deformáveis. De acordo com a NBR 6118 [3], para considerar a sapata como rígida, deve-se ter a seguinte relação conforme a Inequação (18):

$$h \geq \begin{cases} \frac{A - a_0}{3} \\ \frac{B - b_0}{3} \end{cases} \quad (18)$$

Onde:

h : altura da sapata, em m.

$$h \geq \begin{cases} \frac{1,10 - 0,26}{3} = 0,28m \\ \frac{0,60 - 0,14}{3} = 0,15m \end{cases}$$

Dessa forma, infere-se que a altura da sapata deverá ser superior à 0,30 m (múltiplo de 5 cm).

Posteriormente, deve-se calcular o comprimento de ancoragem do pilar para determinar se a altura da sapata é suficiente. Foi considerado, para efeito de comparação, que o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) é igual ao comprimento de ancoragem mínimo ($l_{b,min}$) através das Inequações (19) e (20).

$$l_{b,nec} = l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b \\ 10 \times \phi \\ 100mm \end{cases} \quad (19)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times (f_{ck})^{2/3}}{1,4}} \quad (20)$$

$$l_b = \frac{1,0}{4} \times \frac{\frac{50}{1,15}}{2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times (20)^{2/3}}{1,4 \times 10}} = 43,71cm$$

$$l_{b,nec} = l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times 43,71 = 14cm \\ 10 \times 1,0 = 10cm \\ 100mm = 10cm \end{cases}$$

Onde:

l_b : comprimento de ancoragem, em cm;

ϕ : diâmetro da barra, em cm;

f_{yd} : resistência de cálculo de escoamento do aço, em kN/cm².

η_1 : 1,0 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas;

η_2 : 1,0 para situações de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência;

η_3 : 1,0 para diâmetros menores que 32mm.

Assim, a altura para atender aos comprimentos da ancoragem do pilar, das armaduras e do cobrimento deve ser maior que 0,18 m.

Para a altura das faces extremas (h_0), evitando possível ruptura, é sugerido a relação apresentada na Inequação (21):

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 15cm \end{cases} \quad (21)$$

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{30}{3} = 10cm \\ 15cm \end{cases}$$

Dessa maneira, ficam definidas as seguintes alturas como sendo, $h = 0,30$ m e $h_0 = 0,15$ m.

2.5.3 Dimensionamento estrutural

Utilizando-se o Método das Bielas, obtêm-se o seguinte limite para a altura útil (d) das sapatas dadas pelas Inequações (22) e Equação (23):

$$d \geq \begin{cases} \frac{A-a_0}{4} \\ \frac{B-b_0}{4} \\ 1,44 \times \sqrt{\frac{Q_d \times \gamma_n}{\sigma_a}} \end{cases} \quad (22)$$

$$\sigma_a = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,96} \quad (23)$$

$$\sigma_a = \frac{0,85 \times 20000}{1,96} = 8.673,47 \text{ kPa}$$

$$d \geq \begin{cases} \frac{1,10 - 0,26}{4} = 0,21 \text{ m} \\ \frac{0,60 - 0,14}{4} = 0,12 \text{ m} \\ 1,44 \times \sqrt{\frac{118,19 \times 1,2 \times 1,2}{8673,47}} = 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

Onde:

σ_a : tensão admissível do concreto, em kPa;

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão, em kPa.

A sapata foi considerada com altura de 0,30 m e a altura útil será de 0,25 m ($d \geq 0,21$ m).

As forças de tração que atuam na armadura de flexão da sapata, nas direções x e y (respectivamente T_x e T_y), são dadas pelas Equações (24) e (25).

$$T_x = \frac{Q_d \times \gamma_n \times (A - a_0)}{8 \times d} \quad (24)$$

$$T_y = \frac{Q_d \times \gamma_n \times (B - b_0)}{8 \times d} \quad (25)$$

$$T_x = \frac{118,19 \times 1,2 \times 1,2 \times (1,10 - 0,26)}{8 \times 0,25} = 71,48 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{118,19 \times 1,2 \times 1,2 \times (0,60 - 0,14)}{8 \times 0,25} = 39,14 \text{ kN}$$

Com os valores das forças de tração calculadas, pode-se obter a área das armaduras de flexão, nas direções x e y, respectivamente, $A_{s,x}$ e $A_{s,y}$, dadas pelas Equações (26) e (27). Serão utilizadas para compor as armaduras, barras de aço CA-50 ($f_{yk}=50\text{kN/cm}^2$).

$$A_{s,x} = \frac{T_x}{f_{yd}} \quad (26)$$

$$A_{s,y} = \frac{T_y}{f_{yd}} \quad (27)$$

$$A_{s,x} = \frac{71,48}{\frac{50}{1,15}} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,y} = \frac{39,14}{\frac{50}{1,15}} = 0,90 \text{ cm}^2$$

A NBR 6118 [3] não especifica a armadura mínima, as armaduras de flexão, nas direções x e y, serão atendidas respectivamente por, 4 barras com diâmetro de 8,0 mm, resultando numa área de 2,00 cm² e 3 barras com diâmetro de 6,3 mm, resultando numa área de 0,945 cm². A citada norma também não especifica o comprimento do gancho da armadura, em vista disso, será utilizado um comprimento 8 vezes maior que o diâmetro das barras (8Ø = 8 x 0,80 = 6,40 cm) formando um ângulo de 90° com a horizontal. Assim o comprimento do gancho utilizado será de 0,07m.

Conforme a NBR 6118 [3], deve ser verificado o esmagamento do concreto na diagonal comprimida, onde a tensão cisalhante atuante (τ_{sd}) deve ser menor ou igual à tensão cisalhante resistente ($\tau_{Rd,2}$), conforme Equações de (28) a (31).

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd,2} \quad (28)$$

$$\tau_{sd} = \frac{Q_d}{u_0 \times d} \quad (29)$$

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \quad (30)$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \quad (31)$$

$$\tau_{sd} = \frac{73,19}{(26 + 26 + 14 + 14) \times 16} = 0,06 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right) \times \frac{2,0}{1,4} = 0,35 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Onde:

u_0 : perímetro da superfície crítica ou perímetro do pilar, em cm.

Verifica-se que, não ocorrerá o esmagamento do concreto na diagonal comprimida, tendo em vista que $\tau_{sd} < \tau_{Rd,2}$.

2.5.4 Detalhamento da sapata e das armaduras

A planta de fôrma da sapata foi representada pela Figura 13 e o detalhamento da armadura foi representado pela Figura 14.

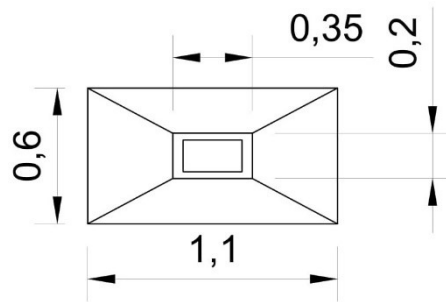


Figura 13: Representação da planta de fôrma da sapata isolada. Fonte: Autoria própria.

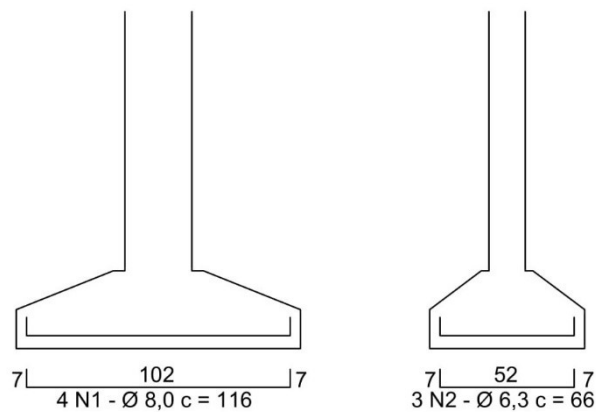


Figura 14: Representação da armadura de flexão da sapata isolada. Fonte: Autoria própria.

A representação gráfica da associação de vigas baldrame à sapatas rígidas isoladas está demonstrado na Figura 15.

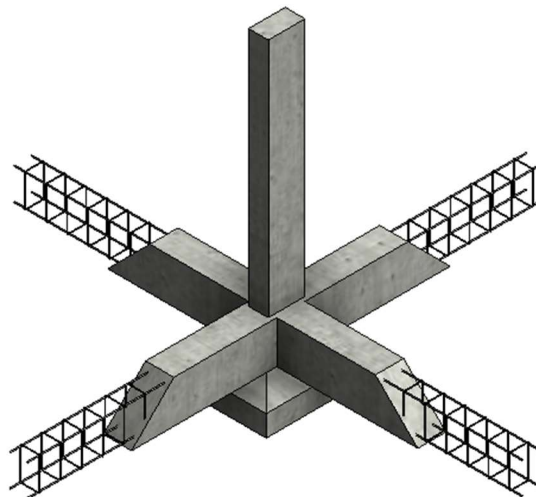


Figura 15: Representação gráfica em 3D da associação de vigas baldrame à sapata isolada. Fonte: Autoria própria.

2.5.5 Quantitativo de materiais e serviços

Para a execução das estacas escavadas do tipo broca, são seguidos os seguintes passos:

- 1º - Escavação manual/mecânica do solo;
- 2º - Apiloamento do fundo da vala e;
- 3º - Concretagem da estaca.

Para a execução das sapatas isoladas, a menos de um metro de profundidade, são seguidos os seguintes passos:

- 1º - Escavação manual do solo;
- 2º - Apiloamento do fundo da vala;
- 3º - Execução de, no mínimo, 5 cm de lastro de concreto não estrutural;
- 4º - Posicionamento da armadura de flexão;
- 5º - Concretagem da sapata e;
- 6º - Reaterro da vala.

Nas Tabelas 8 e 9 são apresentados os levantamentos quantitativos dos materiais para a execução de ambas as fundações, cujos resultados foram utilizados para a composição da planilha orçamentária, visando a comparação de custos.

Tabela 8: Quantitativo de materiais e serviços para estacas escavadas.

MATERIAL/SERVIÇO	QUANTIDADE
Escavação	$(0,30^2 \times \pi / 4) \times 7,00 = 0,495\text{m}^3$
Apiloamento	$(0,30^2 \times \pi / 4) = 0,071\text{ m}^2$
Concretagem	$(0,30^2 \times \pi / 4) \times 7,00 = 0,495\text{m}^3$

Tabela 9: Quantitativo de materiais e serviços para sapatas isoladas.

MATERIAL/SERVIÇO	QUANTIDADE
Escavação	$0,30 \times 0,60 \times 1,10 = 0,198\text{m}^3$
Apiloamento	$0,60 \times 1,10 = 0,66\text{m}^2$
Lastro de concreto	$0,60 \times 1,10 = 0,66\text{m}^2$
Barra de 6,3 mm	$(3 \times 0,66) \times 0,25 = 0,50\text{kg}$
Barra de 8,0 mm	$(4 \times 1,16) \times 0,40 = 1,86\text{kg}$
Concretagem	$0,15 \times 0,60 \times 1,10 + 0,15 \times (0,60 \times 1,10 + \sqrt{(0,60 \times 1,10 \times 0,35 \times 0,20) + 0,35 \times 0,20}) / 3 = 0,146\text{m}^3$
Reaterro	$0,198 - 0,146 = 0,052\text{m}^3$

2.5.6 Orçamento de materiais e serviços

Para a elaboração da planilha orçamentária foram utilizados como base os valores obtidos da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) [9], planilha não desonerada, e os valores estão são apresentados nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10: Orçamento de materiais e serviços para estacas escavadas.

CÓDIGO SINAPI	QUANTIDADE	DESCRIÇÃO DA COMPOSIÇÃO	UNIDADE	CUSTO UNIT. (R\$)	TOTAL
83343	0,495	Escavação mecanizada	m ³	13,02	R\$ 6,44
94099	0,071	Apiloamento	m ²	2,95	R\$ 0,21
94964	0,495	Concretagem	m ²	299,39	R\$ 148,20
Soma					R\$ 154,85

Tabela 11: Orçamento de materiais e serviços para sapatas isoladas.

CÓDIGO SINAPI	QUANTIDADE	DESCRIÇÃO DA COMPOSIÇÃO	UNIDADE	CUSTO UNIT. (R\$)	TOTAL
96522	0,198	Escavação manual	m ³	141,74	R\$ 28,06
94099	0,66	Apiloamento	m ²	2,95	R\$ 1,95
96619	0,66	Lastro de concreto	m ²	22,95	R\$ 15,15
96544	0,50	Barra de 6,3 mm	kg	11,68	R\$ 5,84

96545	1,86	Barra de 8,0 mm	kg	10,28	R\$ 19,12
94964	0,146	Concretagem	m ³	299,39	R\$ 43,71
96995	0,052	Reaterro	m ³	48,97	R\$ 2,55
Soma					R\$ 116,38

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Analisando as Tabelas 10 e 11, o valor para a execução de uma estaca escavada do tipo broca é de R\$ 154,85 e para uma sapata isolada é de R\$ 116,38.

Em termos de planejamento e gerenciamento de obras, os profissionais da construção civil devem buscar pela vantagem econômica e redução dos custos, desde que seja garantida a segurança. Portanto, fazer uma análise e comparação entre fundações, levando em consideração os dados geotécnicos do solo, pode levar a um projeto com custo menor e mais seguro. Como citado anteriormente, a utilização da associação de vigas baldramas à estacas escavadas se dá, não pela investigação e estudo, mas sim pela alta difusão desse método na região. Levando em consideração as construções de pequeno porte e a agilidade na execução de obras, muitos profissionais e clientes optam por não realizar a sondagem de solo, devido ao fato de que a mesma eleva o custo da obra. Porém a partir dos resultados obtidos é possível depreender que, a realização de um estudo e comparação entre os elementos que irão compor a fundação podem tornar o projeto mais econômico, como no objeto de estudo em que a execução de sapatas isoladas no município de Ouroeste/SP são, economicamente, mais viáveis do que as estacas escavadas, apresentando uma economia de cerca de 24,84%.

4. CONCLUSÕES

A análise dos dados apresentados neste trabalho demonstra que, para o município de Ouroeste/SP, as sapatas rígidas isoladas possuem maior benefício em questão de investimentos econômicos do que as estacas escavadas do tipo broca. Deduz-se que esse resultado é devido ao fato das camadas superficiais do solo da cidade serem mais resistentes do que as camadas mais inferiores, conforme observado pelas sondagens apresentadas, o que acaba exigindo maiores comprimentos para as estacas em determinados locais, para que a mesma atinja uma maior resistência lateral e consiga suportar a carga advinda da superestrutura.

Dessa forma, pode-se deduzir que a utilização das fundações rasas para este tipo de solo e construção é mais recomendado do que a utilização de fundações profundas.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] REBELLO, Y.C.P., *Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento*, 4 ed., São Paulo, Ziguarte Editora, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, *Projeto e execução de fundações*, NBR 6122, ABNT, 2019, 108p.
- [3] ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6118, ABNT, 2014, 238p.
- [4] BASTOS, P.S.S., *Sapatas de Fundação*, Apostila de estruturas de concreto III do curso de engenharia civil da UNESP, 2019.
- [5] CINTRA, J.C.A., AOKI, N., *Fundações por estacas: projeto geotécnico*, São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
- [6] ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, *Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de Ensaio*, NBR 6484, ABNT, 2001, 17p.
- [7] ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*, NBR 6120, ABNT, 2019, 60p.
- [8] ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*, NBR 8681, ABNT, 2003, 18p.
- [9] FEDERAL, Caixa Econômica, SINAPI – Índice da Construção Civil, Brasil, Governo Federal, Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx>, acessado em outubro de 2020.
- [10] PREFEITURA MUNICIPAL DE OUROESTE, *Relatório Código 12.08.68.G.0.0.S.P*, Ouroeste, 2012.
- [11] AOKI, N., VELLOSO, D.A., *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*, In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pp. 367-376, Buenos Aires, 1975.

Flávia de Oliveira Furatini	https://orcid.org/0000-0002-3001-6623
Jean de Macedo Cordeiro	https://orcid.org/0000-0003-2370-0379
Nattaiane Gruen Helmich	https://orcid.org/0000-0002-4185-7735