

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DOIS TIPOS DE FUNDAÇÕES EM EDIFICAÇÃO DE MÉDIO PADRÃO

Abdala Luna Teixeira*

Professor Ricardo Costa

RESUMO

Este trabalho apresenta a comparação entre os métodos de fundação sapata como fundação rasa e estaca hélice contínua como fundação profunda, envolvendo as necessidades de concreto e ferro bem como custos de fornecedores locais para a execução de dois modelos distintos de fundação para uma mesma residência. A abordagem do tema faz-se necessária no cotidiano profissional de um engenheiro civil já que ele deve oferecer um desempenho seguro do seu projeto considerando um menor preço. O objetivo deste artigo é apresentar qual seria a fundação mais viável em relação aos gastos com materiais para a edificação em análise. Esta comparação foi alcançada através de estudo de caso em conjunto com equações obtidas pelas instruções das referências bibliográficas e normativas que utilizam como incógnitas valores obtidos pela projeção da edificação como esforços normais que chegam à fundação provenientes de seu uso, sondagem SPT do solo do terreno em que será inserida, além das especificações técnicas do concreto e do aço empregados. O imóvel possui 304,10m² distribuídos em dois pavimentos e o terreno está localizado na cidade de Varginha – MG. A fundação mais viável, visando o uso de materiais foi a do tipo sapata, com uma diferença de preço de cerca de 795%.

Palavras-chave: Dimensionamento de fundação. Fundação rasa tipo sapata. Fundação profunda tipo hélice contínua.

1. INTRODUÇÃO

Para que uma obra permaneça no lugar, sem instabilidade, trincas e rupturas, é necessário um alicerce. Essa é basicamente a função da fundação. Elas são estruturas subsolo responsáveis por transmitir toda carga de uma edificação ao terreno que está inserida. Quando

não dimensionada de forma correta a fim de suportar todas as tensões pode até levar a construção a colapso.

O presente artigo tem como objetivo principal comparar, em termos de custo, dois tipos de fundações, rasa (sapata) e profunda (hélice contínua), para uma mesma edificação propondo a melhor escolha. Edificação esta com 304,10m² divididos em dois pavimentos de padrão médio.

Além do objetivo principal, o estudo tem como finalidade expor e auxiliar o profissional de engenharia civil ao cálculo de dois modelos de fundação, sendo profunda e rasa, com sugestões e citações de equações, definições e modelos adquiridos através de um estudo bibliográfico de normas e diferentes autores.

Os cálculos para os esforços na fundação são provenientes do lançamento dos elementos estruturais como vigas, pilares e lajes, bem como os materiais e dimensões utilizadas, sempre respeitando as normas vigentes. Com a sondagem do solo e os resultados dos esforços em mãos, é feito então o dimensionamento da fundação através das equações.

A análise de viabilidade de preço foi realizada após a projeção dos dois modelos de fundação propostos de acordo com o referencial teórico citado no artigo e então pode-se chegar às necessidades de uso de concreto e aço e, conseqüentemente, aos preços finais adquiridos através da cotação de fornecedores locais.

2. ESTUDO DOS TIPOS DE FUNDAÇÃO APLICADAS À HÉLICE CONTÍNUA E SAPATA

A engenharia de fundações constitui a área específica da engenharia que trata de projetos e execução de fundações. Segundo Pinto (2006), todo projeto de fundação contempla as cargas provenientes da edificação e a resposta do solo a estas solicitações.

Para Allen&Iano (2013), antes de se projetar uma fundação para qualquer edifício, mesmo que para algumas residências unifamiliares, é preciso determinar a resistência e a composição dos materiais que constituem o solo onde será dimensionada a edificação. Para tal definição, são utilizados artifícios como escavação de buracos de teste ou sondagens a percussão (SPT).

Após a determinação das resistências e composições do solo, é possível projetar a fundação determinando o modelo ideal bem como a sua profundidade necessária. e também a cota de arrasamento.

Algumas características da obra poderão demandar uma certa modalidade de fundação.

De acordo com a NBR 6122/2010 as fundações podem ser classificadas em:

Fundação superficial (rasa ou direta): nessa modalidade estão incluídos os elementos de fundação em que a carga é transmitida ao solo sob a base da fundação e a profundidade do assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Nelas incluem: sapatas, blocos, radier, sapata associada e sapata corrida.

Dentre outros modelos, as sapatas, objeto de estudo deste trabalho, são classificadas como elemento superficial, de concreto armado dimensionadas a fim de que as tensões de tração sejam resistidas pelo emprego das armaduras.

Fundação profunda: elementos de fundação que transmite a carga ao solo pela base (resistência de ponta) ou pelas laterais (resistência de fuste) ou mesmo por combinação de ambas. Sua ponta ou sua base de ser assentada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta ou, no mínimo, 3m. Neste modelo inclui-se os tubulões e as estacas.

Entre as amostras citadas na NBR 6122/2010 para fundação profunda, à estaca hélice contínua, objeto de comparação deste artigo, classifica-se como estaca de concreto moldada *in loco* executada mediante a introdução por rotação de um trado helicoidal contínuo e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada sendo a armadura inserida após a total retirada do trado.

2.1. Dimensionamento de fundação rasa tipo sapata

O roteiro de cálculo de uma sapata a ser adotado foi desenvolvido por Terzaghi, considerado pai da mecânica dos solos, em que estudou a teoria de capacidade de carga de um sistema sapata- solo.

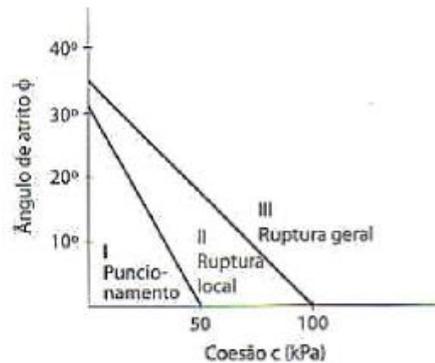
A profundidade de embutimento da sapata é inferior à largura da sapata ($h < \text{ou} = B$), o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento (ruptura brusca) da camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata e, assim, substituir essa camada de espessura h e peso específico γ por uma sobrecarga $q = \gamma \cdot h$;

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), associado à capacidade de carga (σ_r) existe um mecanismo de ruptura do solo com diferentes características, podendo configurar desde uma ruptura frágil até uma ruptura dúctil.

São três os modos de ruptura em fundações diretas: ruptura geral (para solos rígidos, ruptura por puncionamento (para solos compressíveis) e ruptura local (para solos intermediários).

A figura 01 abaixo apresenta um diagrama para identificar o modo de ruptura do solo através de correlações entre o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c):

Figura 1 - Fatores de forma



Fonte: CINTRA; AOKI; ALBIERO(2011)

Para fundações rasas, Cintra, Aoki e Albiero (2011), considera que ocorre ruptura geral para solos mais rígidos como areias compactas a muito compactas e argilas rijas e duras, ruptura por puncionamento em solos mais compressíveis como areias pouco compactas a fofas e argilas moles a muito moles e ruptura local em solos intermediários como areias medianamente compactas e argilas médias.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) o cálculo da capacidade de carga é feito pela equação de Terzaghi, desenvolvida sob as hipóteses de ruptura geral, sapata rasa e corrida, com os fatores de capacidade de carga e forma desenvolvidos por Vesic na equação 01 abaixo.

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

Equação 1

Em que:

σ_r = capacidade de carga;

$c = 10 \times N_{spt}$ – coesão, kPa;

$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{spt}$ – Ângulo de atrito, sendo p/ argilas $\phi = 0^\circ$;

q = Sobrecarga;

γ = peso específico do solo (ver figura 06)

B = Menor dimensão da sapata;

$\left\{ \begin{array}{l} S_c \\ S_q \\ S_\gamma \end{array} \right.$ – fatores de forma exibidos na figura 02

$\left\{ \begin{array}{l} N_c \\ N_q \\ N_y \end{array} \right.$ – fatores de capacidades de carga exibidos na figura 3

Figura 2 – Fatores de forma

FORMA DA SAPATA	FATORES DE FORMA		
	S_c	S_q	S_y
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	1,0	0,8
Circular	1,3	1,0	0,6

Fonte: CINTRA; AOKI; ALBIERO (2011)

Figura 3–Fatores de capacidade de carga

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

Fonte: CINTRA; AOKI; ALBIERO (2011)

O peso específico do solo demonstrados nas figuras 4 e 5 pode ser determinado de acordo com o $\overline{N_{SPT}}$, que é a média dos quatro valores de N_{spt} abaixo da cota de assentamento:

Figura 4 – Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: GODOY (1972)

Figura 5 – Peso específico de solos arenosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: GODOY (1972)

Na ruptura por punção, é usada a mesma equação com a redução empírica de Terzaghi nos parâmetros de resistência gerando a equação 2:

$$\sigma_r = c * .N'c .Sc + q .N'q .Sq + \frac{1}{2} . \gamma . B . N'\gamma . Sy$$

Equação 2

Em que:

$$c * = \frac{2}{3} . c;$$

$$tg\phi * = \frac{2}{3} . tg\phi$$

Na ruptura local, é efetuada separadamente os dois cálculos (geral e punção) para se encontrar um valor médio conforme equação 3:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{\text{geral}} + \sigma_{\text{punção}}}{2}$$

Equação 3

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a aplicação de uma força de compressão P no topo da sapata gera uma tensão resistente no maciço de solo e, aumento gradativo dessa força P provoca uma superfície potencial de ruptura no interior desse maciço. Na iminência de

ruptura, ocorre uma mobilização de resistência máxima do sistema sapata-solo, que é denominada de capacidade de carga do elemento de fundação (σr).

Dessa forma, a tensão admissível (σa) pode ser expressa através da equação 4:

$$\sigma a = \frac{\sigma r}{F_s}$$

Equação 4

Onde:

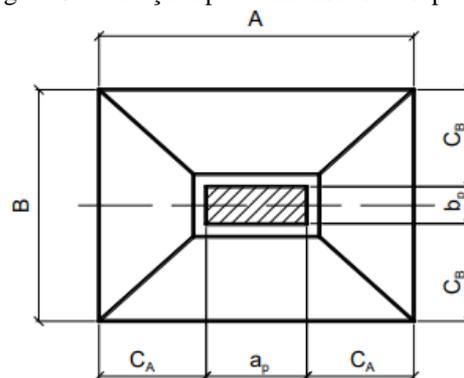
σa = tensão admissível;

σr = capacidade de carga;

F_s = fator de segurança determinado como 3,0.

Segundo Bastos (2016) para dimensionar uma sapata primeiro são feitas estimativas conforme a equação 5 e observando a figura 6 abaixo:

Figura 6 – Notações para dimensões da sapata isolada



Fonte: BASTOS (2016)

$$A - B = a_p - b_p$$

Equação 5

Onde:

A = maior dimensão da sapata;

a_p = maior dimensão do pilar;

B = menor dimensão da sapata;

b_p = menor dimensão do pilar.

Todas com a mesma unidade de medida.

Após estabelecer a relação entre os lados da sapata segue a equação 6 que estabelece a área de apoio ou da base da sapata no solo, ainda como sugestão de Bastos (2016):

$$S_{sap} = \frac{1,05 * N_{g+q,k}}{\sigma_{adm}}$$

Equação 6

Onde:

S_{sap} = área mínima da sapata;

1,05 = constante estabelecida pela norma NBR 6122 que recomenda considerar o peso próprio da sapata como no mínimo 5 % da carga vertical permanente;

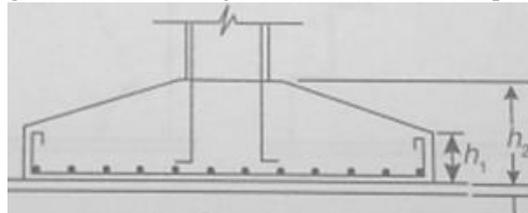
N_g = carga vertical devido às ações permanentes;

N_q = carga vertical devido às ações variáveis;

σ_{adm} = tensão admissível do solo.

Para o cálculo das alturas h_1 e h_2 conforme figura 7, utiliza-se as dimensões do pilar que a sapata está inserida:

Figura 7 – Demonstração das alturas de uma sapata



Fonte: PEREIRA (2017)

$$h_1 \geq \begin{cases} \frac{h_2}{3} \\ 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_2 \geq \begin{cases} \frac{A - a_0}{3} \\ \frac{B - b_0}{3} \\ 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

Onde:

A = maior dimensão da sapata;

a_0 = maior dimensão do pilar;

B = menor dimensão da sapata;

b_0 = menor dimensão do pilar.

Para o dimensionamento da armadura da sapata, Machado (1985) sugere o seguinte roteiro conforme equações 7, 8 e 9:

$$Md_x = 1,4 * \left(\frac{A * \sigma_{solo}}{10} * \frac{(B - b_0)^2}{8} \right)$$

Equação 7

$$Md_y = 1,4 * \left(\frac{B * \sigma_{solo}}{10} * \frac{(A - a_0)^2}{8} \right)$$

Equação 8

Onde:

Mdx e Mdy = momento resistente em x e y.

A = maior dimensão da sapata, cm;

a0 = maior dimensão do pilar, cm;

B = menor dimensão da sapata, cm;

b0 = menor dimensão do pilar, cm;

σ_{solo} = tensão admissível do solo, Mpa.

A área de aço foi calculada conforme abaixo:

$$As = \frac{Md}{0,85 * d * f_y d}$$

Equação 9

2.2. Dimensionamento de fundação profunda tipo hélice contínua

Capacidade de carga (R) representa o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer. R (maiúscula) indica unidades de força e r (minúscula) indica unidades de tensão.

De acordo com a NBR 6122/2010, métodos semiempíricos são métodos que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Para a avaliação da capacidade de carga das estacas pelo método de penetração estática, é necessário utilizar o coeficiente K para poder estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT.

Pelo método (Aoki-Velloso criado em 1975) apud. Quaresma et al. (1998), as incógnitas r_p e r_l da equação de capacidade de carga são dadas respectivamente pelas equações 10 e 11:

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1}$$

Equação 10

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times Nl}{F2}$$

Equação 11

N_p e Nl são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio da camada de solo de espessura Δl

Os demais coeficientes são obtidos através das tabelas 1 e 2, sendo $F1$ o coeficiente de correção da resistência de ponta e $F2$ o coeficiente de correção da resistência lateral. Portanto, a capacidade de carga (R) pode ser estimada pela fórmula semiempírica conforme equação 12:

$$R = \frac{K \times N_p}{F1} \times A_p + \frac{U}{F2} \sum (\alpha \times K \times Nl \times \Delta l)$$

Equação 12

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Tabela 2: Fatores de correção $F1$ e $F2$

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	2 $F1$
Metálica	1,75	2 $F1$
Pré-moldada	1 + D/0,8	2 $F1$
Escavada	3,00	2 $F1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2 $F1$

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Décourt&Quaresma (1998) criaram nesse método a estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_l) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_l), sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_l , adotam os limites $N_l \geq 3$ e $N_l \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Através disso, r_p e r_l são estimados através das equações 13 e 14. O Coeficiente C varia de acordo com o solo e estão expostos na tabela 3:

$$r_p = C \times N_p$$

Equação 13

$$r_l = 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right)$$

Equação 14

Tabela 3: Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Décourt&Quaresma (1998) introduziu fatores α , tabela 4, e β , tabela 5, respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga como demonstrado na equação 15:

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \times U \times L$$

Equação 15

Tabela 4: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Tabela 5: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

(Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011), propõe a equação 16 unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α , tabela 6, e β , tabela 7:

$$R = R_p + R_l = \alpha x N_p x A_p + \beta x N_l x U x L$$

Equação 16

Onde:

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

N_l = Valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Tabela 6: Valores do parâmetro α relativo a resistência de ponta

Solo (4 < N_{spt} < 40)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: (Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Tabela 7: Valores do parâmetro β relativo a resistência de atrito lateral

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: (Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011)

A partir dos três métodos semiempíricos mais consagrados, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira, é realizado a capacidade de carga analisando o perfil de sondagem do terreno e então utiliza-se a média resultante dos três métodos.

Para o cálculo de armadura longitudinal, Bittencourt (2018) sugere a equação 17, auxiliada pelas equações 18 e 19 abaixo:

$$As' = \frac{1,2\gamma f_x N k x \omega - 0,85 x A_{estaca} x f_{cd}}{f_{yd}}$$

Equação 17

Onde:

As' = área de aço, cm^2 ;

γf = coeficiente, 1,4;

Nk = esforço normal real.

ω = fator de majoração para efeitos de segunda ordem;

A_{estaca} = Área da estaca;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço da armadura transversal.

$$\omega = 1 + \frac{6}{h} \geq 1,1$$

Equação 18

Onde:

ω = fator de majoração para efeitos de segunda ordem;

h = Øfuste, cm;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Equação 19

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} = Resistência característica a compressão do concreto;

γ_c = coeficiente, 1,8.

A NBR 6118 diz que a área mínima da armadura longitudinal deve ser de 0,5% x A_{estaca} .

A armadura transversal é calculada, segundo Antunes (2007), através da equação 20 que tem como suporte as equações 21, 22 e 23:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Equação 20

Onde:

V_{rd3} = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c = Força cortante resistente de cálculo do concreto

V_{sw} = Força cortante resistente de cálculo do aço.

$$V_c = 1,2x f_c d_x b_w d$$

Equação 21

Onde:

f_c = resistência de cálculo do concreto;

$$b_w d = \emptyset_{estaca} - \left(d' + \frac{\emptyset_{armadura}}{2} \right).$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

Equação 22

Onde:

V_{sw} = Força cortante resistente de cálculo do aço;

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

Força cortante solicitante de cálculo, na seção; γ_f = coeficiente, 1,4;

$$V_{sd} = N_k x \gamma_f$$

Equação 23

Onde:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

γ_f = coeficiente, 1,4;

N_k = esforço normal real.

O espaçamento dos estribos, ainda segundo (Antunes 2017) apud. NBR 6118:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20cm \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12x\emptyset_{longitudinal} \end{cases}$$

O dimensionamento do bloco de coroamento, segundo Bittencourt (2018), é:

$$B \text{ e } L = \begin{cases} \emptyset_{estaca} + 30cm \\ \text{Dimensão do pilar} + 10cm \end{cases}$$

$$d \geq \begin{cases} \text{Ancoragem do pilar} \\ \text{Ancoragem da estaca} + 5cm \end{cases}$$

A armadura do bloco de coroamento, Bittencourt (2018) cita as equações 24, 25 e 26:

- Armadura de pele A_{sp} , por face:

$$A_{sp} = \frac{1}{8} \times A_{s \text{ armadura longitudinal}}$$

Equação 24

$$A_{s'} = 0,5\% \times A_{cn}$$

Equação 25

Onde:

$A_{s'}$ = Área de aço;

A_{cn} = área de concreto necessária.

$$A_{cn} = \frac{N_d}{0,85 \times f_{cd} + 0,005 \times f_{yd}}$$

Equação 26

Onde:

A_{cn} = área de concreto necessária;

N_d = esforço normal de cálculo;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço da armadura transversal.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento deste projeto foi realizado um estudo comparativo entre dois tipos de fundação (rasa e profunda) para uma mesma edificação levando em consideração o custo com aço e concreto.

Para a obtenção dos esforços na fundação, o projeto foi lançado no software Cypecad: a edificação de 304,10 m², cuja planta segue em anexo, conta com 22 pilares de concreto armado sendo 14 pilares na seção 20x20 cm, 7 com seção 30x14 cm e 1 com seção de 25x20cm. Todos eles com aço na CA-50 e bitola de 10,0mm. As vigas são de concreto armado. A laje utilizada nos dois pavimentos foi com enchimento de bloco EPS e capa de concreto totalizando 8 cm de altura. A sobrecarga proveniente dos revestimentos é de 0,315kN/m² utilizando piso cerâmico.

A edificação possui uma caixa d'água de 500 litros acima do banheiro do pavimento superior. Os resultados para a projeção na fundação encontram-se em anexo.

O dimensionamento das sapatas e das perfurações em hélice contínua, bem como suas necessidades de concreto e aço foi realizado com auxílio do programa excel a partir da sondagem do solo que segue em anexo e das equações citadas acima.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O trabalho de um engenheiro, consiste em ter a máxima atenção em seus projetos e conclusões, sempre obedecendo a literatura e as normas existentes. A comparação entre diferentes soluções para uma mesma situação é que faz dele um bom profissional. Para esta pesquisa não foi diferente. Para o resultado final foi necessário levar em conta diversos detalhes iniciais para que só então pudesse ter a certeza de uma boa escolha.

Para as sapatas considerou-se as seções dos pilares, a reação normal recebida na fundação, bitolas de Ø10,0 mm, concreto 25Mpa, resultando a tabela abaixo 8:

Tabela 8: Dimensionamento da sapata

PILAR	a0 (cm)	b0 (cm)	A (cm)	B (cm)	N (kN)	h1 (cm)	h2 (cm)	Ø = 10,0 mm (unid) c/ - 0,52m	Espaçamento (cm)	Ø= 10,0 mm (unid) c/ 0,52m	Espaçamento (cm)
P1	20	20	60	60	86,72	15	20	7	8,66	7	8,66
P2	20	20	60	60	122,33	15	20	7	8,66	7	8,66
P3	20	20	60	60	113,11	15	20	7	8,66	7	8,66
P4	20	20	60	60	136,36	15	20	7	8,66	7	8,66
P5	20	20	60	60	90,64	15	20	7	8,66	7	8,66
P6	20	20	60	60	112,03	15	20	7	8,66	7	8,66
P7	20	20	60	60	52,09	15	20	7	8,66	7	8,66
P8	30	14	60	60	60,33	15	20	9	6,50	4	17,33
P9	20	20	60	60	164,22	15	20	7	8,66	7	8,66
P10	30	14	60	60	229,75	15	20	9	6,50	4	17,33
P11	30	14	60	60	228,77	15	20	9	6,50	4	17,33
P12	30	14	60	60	207,09	15	20	9	6,50	4	17,33
P13	30	14	60	60	193,85	15	20	9	6,50	4	17,33
P14	30	14	60	60	206,21	15	20	9	6,50	4	17,33
P15	20	20	60	60	90,55	15	20	7	8,66	7	8,66
P16	20	20	60	60	91,13	15	20	7	8,66	7	8,66
P17	20	20	60	60	131,45	15	20	7	8,66	7	8,66
P18	20	20	60	60	217,78	15	20	7	8,66	7	8,66

P19	30	14	60	60	60,33	15	20	9	6,50	4	17,33
P20	20	20	60	60	48,76	15	20	7	8,66	7	8,66
P21	20	20	60	60	25,51	15	20	7	8,66	7	8,66
P22	25	20	60	60	190,41	15	20	6	10,40	5	13,00

Fonte: Autor.

O dimensionamento da fundação profunda, tipo hélice contínua, foi calculado para escavação na cota de 6m de acordo com a sondagem SPT anexa, com Ø 30,0 mm. A média da capacidade de carga resultante dos três métodos, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira, foi de 250,87kN. Levando em consideração a capacidade de carga do solo e as cargas que descarregam na fundação, todos os pilares necessitam de apenas 1 estaca com um bloco de coroamento. O diâmetro das barras longitudinais foi de Ø10,0mm e as quantidades conforme a tabela 9 abaixo:

Tabela 9: Dimensionamento da sapata

Dados pilar			Armadura da estaca	Dimensão bloco de coroamento			Armadura do bloco de coroamento, vertical e horizontal
PILAR	N (kN)	Nd	Ø 10,0mm c/ 3m	B (cm)	L (cm)	d (cm)	Ø6,3mm c/ 213cm
P1	86,72	121,408	5	60	60	60	4
P2	122,33	171,262	5	60	60	60	4
P3	113,11	158,354	5	60	60	60	4
P4	136,36	190,904	5	60	60	60	4
P5	90,64	126,896	5	60	60	60	4
P6	112,03	156,842	5	60	60	60	4
P7	52,09	72,926	5	60	60	60	4
P8	60,33	84,462	5	60	60	60	4
P9	164,22	229,908	5	60	60	60	6
P10	229,75	321,65	5	60	60	60	8
P11	228,77	320,278	5	60	60	60	8
P12	207,09	289,926	5	60	60	60	6
P13	193,85	271,39	5	60	60	60	6
P14	206,21	288,694	5	60	60	60	6
P15	90,55	126,77	5	60	60	60	4
P16	91,13	127,582	5	60	60	60	4
P17	131,45	184,03	5	60	60	60	4
P18	217,78	304,892	5	60	60	60	8
P19	60,33	84,462	5	60	60	60	4
P20	48,76	68,264	5	60	60	60	4
P21	25,51	35,714	5	60	60	60	4
P22	190,41	266,574	5	60	60	60	6

Fonte: Autor.

Os estribos utilizados foram 25 unidades de Ø6,3mm com espaçamento de 12 cm e comprimento de 75 cm cada um.

O bloco de coroamento necessitou, para armadura de pele, de duas barras de Ø6,3mm por face com 52cm de comprimento.

4.1 Preço final

O preço final dos materiais utilizados para execução da sapata e das estacas hélice contínua estão exibidos na tabela 10 e 11 respectivamente:

Tabela 10: Preço final sapata

Sapata							
Qtd.	Total de concreto (m ³) 25Mpa	Preço concreto (R\$/m ³)	Preço total concreto (R\$)	Total de aço + 10% Ø10,0mm (m)	Preço aço (R\$/m)	Preço total aço (R\$)	Preço final (R\$)
22	0,77	265,00	204,05	170,46	2,42	412,22	616,27

Fonte: Autor. Preços sugeridos de concreto pela Polimix de Três Corações – MG e preço de aço sugerido pela Lorenfer em São Lourenço – MG.

Tabela 11: Preço final estaca hélice contínua

Estaca Hélice Contínua									
Qtd.	Total de concreto 25Mpa (m ³)	Preço concreto (R\$/m ³)	Preço total concreto (R\$)	Total de aço + 10% Ø10,0mm (m)	Preço aço (R\$/m)	Total de aço + 10% Ø6,3mm (m)	Preço aço (R\$/m)	Preço total aço (R\$)	Preço final (R\$)
22 und. 6m de prof. 3m de armaduras	14,08	265,00	3.731,87	363	2,42	278,355	1,025	1.163,17	4.895,04

Fonte: Autor. Preços sugeridos de concreto pela Polimix de Três Corações – MG e preço de aço sugerido pela Lorenfer em São Lourenço – MG.

Pelas tabelas 10 e 11, pode-se concluir que a fundação tipo sapata fica mais viável economicamente, tendo uma diferença entre as duas de, aproximadamente, 795%. Lembrando que no preço estão incluídos somente preço de aço e de concreto, excetuando taxas de caminhão bomba, caminhão perfuratriz e mão de obra.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando o problema inicial, cujo objetivo era comparar e demonstrar qual tipo de fundação, sapata ou hélice contínua, era mais viável, avaliando o preço de suas armaduras e concreto, pode-se concluir que foi alcançado.

As fundações profundas são recomendadas para edificações de grande porte, com dois ou mais pavimentos, com grande modelo de cobertura ou solos muito instáveis superficialmente visto que o peso e os esforços a serem transmitidos ao terreno são maiores. As fundações rasas são basicamente usadas para residências que não necessitam de tanto peso e esforço sendo possível ter um menor gasto para execução desta.

Vale ressaltar que existem outros modelos de fundação além da Sapata e Hélice Contínua que podem ser utilizadas para esta edificação e que, para o autor, a fundação tipo sapata seria mais viável em termos de custos com seus materiais. A edificação, mesmo sendo relativamente grande para uma residência, não possui esforços tão altos levando em consideração o tipo de solo que será instalada.

As comparações por diferentes métodos devem ser entendidas para o profissional de engenharia civil, como sendo uma etapa muito importante do projeto. É através dos comparativos que se obtém os melhores preços, os melhores mecanismos e melhores soluções.

Como projeto futuro, pretende-se prosseguir com a pesquisa aprofundando ainda mais a perspectiva de custos, analisando, desta vez, custo com mão de obra, corte e retirada de material, custo de perfuração, taxas de caminhão bomba para concreto dentre outros encargos.

COMPARATIVE STUDY BETWEEN TWO TYPES OF FOUNDATIONS IN BUILDING MEDIUM STANDARDS

ABSTRACT

This work presents the comparison between shoe foundation methods as shallow foundation and continuous propeller stake as deep foundation, involving the concrete and iron needs as well as costs of local suppliers for the execution of two distinct foundation models for the same residence. The approach of the subject is necessary in the daily routine of a civil engineer since he must offer a safe performance of his project considering a lower price. The purpose of this article is to present to the client what would be the most viable foundation in

relation to material expenditures. This comparison was achieved through a case study in conjunction with equations obtained by the instruction of bibliographical and normative references that use as unknown values obtained by the projection of the building as normal efforts that come to the foundation from its use, SPT soil soil survey in which will be inserted, in addition to the technical specifications of the concrete and steel used. The property has 304.10m² distributed on two floors and the land is located in the city of Varginha - MG. The most viable foundation for the use of materials was the shoe type, with a price difference of about 795%.

Key words: Sizing of foundation. Shallow foundation type shoe. Deep foundation type continuous propeller.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLEN, Edward; IANO, Joseph. Fundamentos da Engenharia de Edificações: Materiais e Métodos. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. 996 p. Revisão Técnica: José Alberto Azambuja, Miguel Aloysio Sattler, Ruy Alberto Cremonini. Tradução Alexandre Ferreira da Silva Salvaterra.

ANTUNES, Rodrigo de Brito. **DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS JUSTAPOSTAS PARA EXECUÇÃO DE SUBSOLO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**. 2007. 50 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – Unf, Campos dos Goytacazes, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 91 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Sapatas de Fundação: Notas de Aula, Curso de Graduação. Bauru: Universidade Estadual Paulista - Unesp, 2016.

BITTENCOURT, Douglas M. A. Fundações: Notas de Aulas 14 e 15, Curso de Graduação. Goiânia, Goiás. – PUC, 2018.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações Diretas: Projeto Geométrico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.

GODOY, N. S.. Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Usp, 1972.

PEREIRA, Armando Belato. Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação. Varginha: Centro Universitário do Sul de Minas - Unis, 2017.

PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 363 p.

MACHADO, C.P. Edifícios de Concreto Armado – Fundações. São Paulo, FDTE, EPUSP, nov. 1985, p.11.31- 11.33.

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.

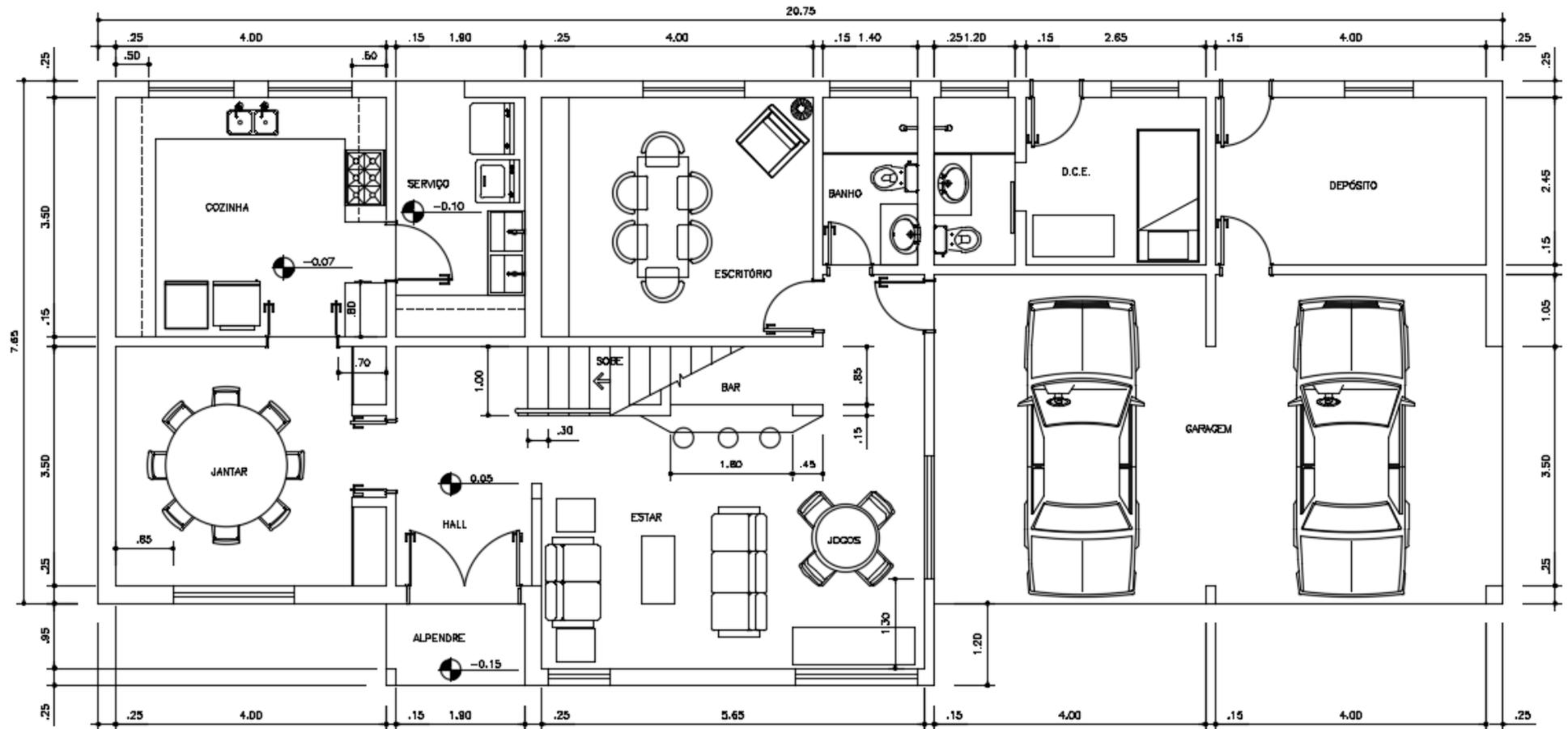
VELOSO, D. A. Fundações. 2ª ed. COPPE, Rio de Janeiro, 1997.

ANEXO 2 – Esforços resultantes na Fundação

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P1	Peso próprio	3.11	0.04	0.01	0.37	-0.20	-0.00
	Cargas permanentes	5.09	0.16	-0.02	1.49	-0.88	-0.00
	Sobrecarga	0.64	-0.01	0.01	-0.12	0.07	-0.00
P2	Peso próprio	4.47	0.01	0.02	-0.12	0.00	-0.00
	Cargas permanentes	6.86	0.02	-0.02	-0.49	-0.64	-0.00
	Sobrecarga	1.14	0.00	0.01	0.07	0.16	-0.00
P3	Peso próprio	4.04	0.04	0.02	0.37	0.03	-0.00
	Cargas permanentes	6.44	0.15	-0.03	1.41	-0.76	-0.00
	Sobrecarga	1.05	-0.00	0.02	-0.06	0.19	-0.00
P4	Peso próprio	4.76	0.02	0.00	0.03	-0.14	-0.00
	Cargas permanentes	7.97	0.07	-0.06	0.19	-1.06	-0.00
	Sobrecarga	1.17	0.00	0.01	0.04	0.11	-0.00
P5	Peso próprio	3.26	0.02	0.00	-0.00	-0.10	-0.00
	Cargas permanentes	5.36	0.04	-0.04	-0.17	-0.59	-0.00
	Sobrecarga	0.62	0.00	0.01	0.01	0.03	-0.00
P6	Peso próprio	3.87	0.03	-0.00	0.25	-0.18	-0.00
	Cargas permanentes	6.40	0.14	-0.11	1.18	-1.62	-0.00
	Sobrecarga	1.15	-0.01	0.01	-0.07	0.17	-0.00
P7	Peso próprio	1.78	-0.00	-0.02	-0.28	-0.37	-0.00
	Cargas permanentes	3.12	-0.03	-0.12	-1.24	-1.62	-0.00
	Sobrecarga	0.41	0.01	0.01	0.09	0.05	-0.00
P8	Peso próprio	2.09	0.03	0.02	-0.10	0.16	-0.00
	Cargas permanentes	3.34	0.10	0.05	-0.39	0.60	-0.00
	Sobrecarga	0.72	-0.00	0.00	-0.04	-0.01	-0.00
P9	Peso próprio	6.21	0.01	0.03	-0.05	0.10	-0.00
	Cargas permanentes	8.68	0.12	0.05	1.02	0.20	-0.00
	Sobrecarga	1.85	-0.02	0.01	-0.35	0.01	-0.00
P10	Peso próprio	8.09	0.01	0.04	0.05	0.03	-0.00
	Cargas permanentes	12.49	-0.01	0.06	-0.45	-0.02	-0.00
	Sobrecarga	2.84	0.01	0.01	0.17	-0.04	-0.00
P11	Peso próprio	8.06	0.04	-0.08	0.26	-1.11	-0.00
	Cargas permanentes	12.53	0.15	-0.11	0.99	-1.48	-0.00
	Sobrecarga	2.73	-0.01	-0.04	-0.10	-0.48	-0.00
P12	Peso próprio	8.56	0.02	0.01	-0.17	0.06	-0.00
	Cargas permanentes	9.50	0.09	0.08	-0.64	0.97	-0.00
	Sobrecarga	3.05	-0.00	0.01	0.02	0.14	-0.00
P13	Peso próprio	8.24	0.01	0.04	-0.02	0.29	-0.00
	Cargas permanentes	8.85	0.02	0.02	-0.03	0.08	-0.00
	Sobrecarga	2.67	-0.00	0.02	-0.03	0.27	-0.00
P14	Peso próprio	7.73	-0.00	0.04	-0.13	0.52	-0.00
	Cargas permanentes	10.09	0.03	0.07	0.05	2.11	-0.00
	Sobrecarga	3.20	-0.01	0.01	-0.10	-0.02	-0.00
P15	Peso próprio	3.28	0.04	0.02	0.39	0.24	-0.00
	Cargas permanentes	4.68	0.07	0.04	0.34	0.80	-0.00
	Sobrecarga	1.27	0.02	0.00	0.25	-0.00	-0.00
P16	Peso próprio	3.29	0.03	0.04	0.34	0.32	-0.00
	Cargas permanentes	5.30	0.13	0.11	1.38	1.13	-0.00
	Sobrecarga	0.70	-0.01	-0.00	-0.14	-0.07	-0.00
P17	Peso próprio	4.63	-0.01	0.04	-0.27	0.29	-0.00
	Cargas permanentes	7.44	-0.03	0.09	-1.07	0.96	-0.00
	Sobrecarga	1.33	0.01	0.00	0.11	-0.01	-0.00
P18	Peso próprio	8.39	0.00	-0.02	-0.09	-0.59	-0.00
	Cargas permanentes	11.11	0.03	-0.13	-0.07	-2.28	-0.00
	Sobrecarga	2.70	-0.01	0.01	-0.11	0.15	-0.00
P19	Peso próprio	4.93	-0.01	0.02	-0.25	-0.09	-0.00
	Cargas permanentes	8.16	-0.04	0.01	-0.70	0.49	-0.00
	Sobrecarga	1.51	-0.00	-0.00	-0.00	-0.27	-0.00
P20	Peso próprio	1.73	-0.01	0.03	-0.31	0.30	-0.00
	Cargas permanentes	2.84	-0.05	0.06	-1.35	1.04	-0.00
	Sobrecarga	0.40	0.00	-0.00	0.07	-0.05	-0.00
P21	Peso próprio	0.84	0.05	0.03	0.54	0.20	-0.00
	Cargas permanentes	1.59	0.15	0.05	1.76	0.32	-0.00
	Sobrecarga	-0.17	-0.00	0.01	-0.05	0.05	-0.00
P22	Peso próprio	6.58	-0.04	0.04	-0.80	0.23	-0.00
	Cargas permanentes	10.98	-0.17	0.13	-3.19	2.24	-0.00
	Sobrecarga	1.85	0.02	-0.02	0.36	-0.46	-0.00

ANEXO 3

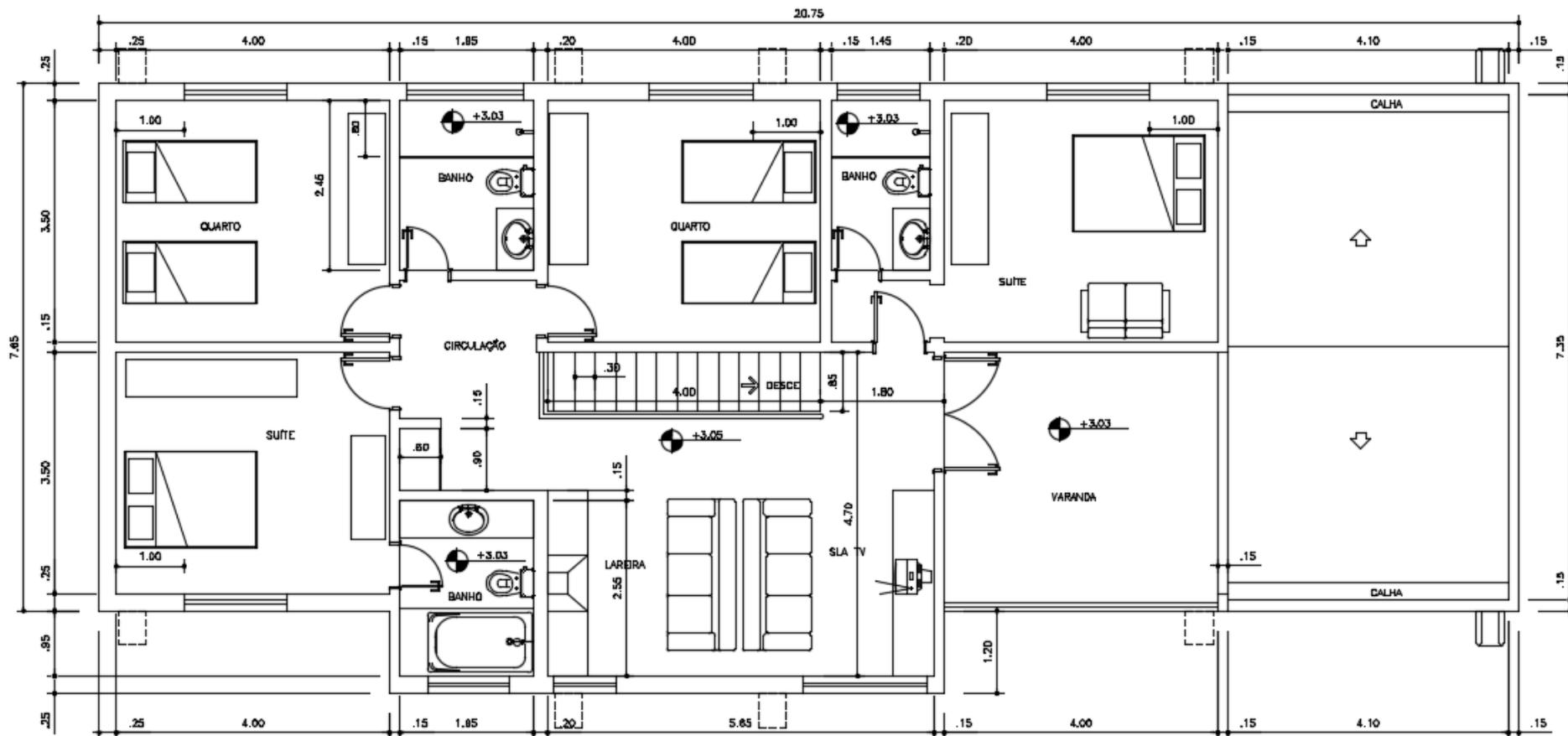
Planta da residência em estudo, primeiro pavimento:



PLANTA DO 1o. PAVIMENTO

Sem Escala

Planta da residência em estudo, segundo pavimento:




 PLANTA DO 2o. PAVIMENTO
 Sem Escala