

VITOR BENICIO PIRES DE SOUSA

# ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DAS FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM SOLO DA REGIÃO DE UBERLÂNDIA/MG

Uberlândia

2019

## ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DAS FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM SOLO DA REGIÃO DE UBERLÂNDIA/MG

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia 2019

### ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DAS FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM SOLO DA REGIÃO DE UBERLÂNDIA/MG

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

**Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia Universidade Federal de Uberlândia** Presidente da Banca - Orientador

Prof<sup>a</sup>. Dra. Giovana Bizão Georgetti Universidade Federal de Uberlândia Membro

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva Universidade Federal de Uberlândia Membro

> Uberlândia 2019

Dedico a minha família, principalmente aos meus pais, por me darem a oportunidade de estar onde estou e, por fim, dedico aos meus amigos pelo incentivo ao longo dos anos.

## Agradecimentos

Agradeço aos meus pais, por sempre me apoiarem e estarem comigo independente de tudo.

Aos meus familiares, por todo o apoio que me deram ao longo desses últimos anos e por fazerem de tudo para que eu conseguisse concluir meu curso superior.

Agradeço a Jéssica Camargo por sempre estar comigo, nos momentos bons e ruins. Pela ajuda e pelos conselhos, obrigado!

Aos meus amigos, de dentro e de fora da vida acadêmica, por deixarem esta caminhada mais leve, em especial ao Danilo Caetano, Michelle Dias, Yan Kleber, Raphael Alvim, Diego Repeza, Rafael Cardoso e Dênis Sebastião, obrigado por estarem comigo.

Ao meu orientador, obrigado pela ajuda, pelos conselhos, pela paciência e ajuda, não apenas com o presente trabalho, mas também com a vida profissional.

### Resumo

O bom desempenho de um sistema de fundação profunda, no caso estacas de hélice contínua, está associado à capacidade de carga e recalques frente às solicitações, durabilidade e segurança sob qualquer condição de subsolo. Para a elaboração de um projeto de fundação se faz necessário realizar a previsão de capacidade de carga atribuída para as estacas. O estudo da capacidade de carga das estacas pode ser feito a partir de métodos teóricos e/ou por métodos semi-empíricos. Neste trabalho, foi feito o dimensionamento e obtenção de cargas de uma superestrutura para, posteriormente, os pilares com maior carga serem projetados e dimensionados por meio da capacidade de carga e recalque. Dessa forma, foram analisados os dois blocos mais solicitados, de três e quatro estacas. Iniciou-se verificando as suas dimensões com o auxílio do software CypeCAD 2018. Posteriormente foram processados os esforços nos elementos da treliça idealizada pelo modelo das bielas e tirantes. Adicionalmente, dimensionou-se a armadura e verificou-se a tensão de compressão nas bielas, as quais tiveram as dimensões cuidadosamente analisadas. Por meio de métodos semi-empíricos foi calculada a capacidade de carga das estacas isoladas através dos métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) que se baseiam em ensaios de SPT e CPT. Em sequência, foram feitos os cálculos da capacidade de carga para grupo de estacas pelo método de Terzaghi e Peck (1948) apud Poulos e Davis (1980), a partir do conceito de "pilar equivalente". Por fim, o método de Whitaker (1957) apresentou valores que mais se aproximaram da carga de ruptura convencionada. O recalque, da estaca isolada e para o grupo de estacas, foi analisado com base nos métodos de Poulos e Davis (1980) e Cintra e Aoki (2010), este último adaptado para uma previsão de recalque por efeito de grupo. Os resultados da capacidade de carga admissível e recalque para grupo de estacas hélice contínua apresentaram-se satisfatórios e são mostrados detalhadamente em forma de gráficos e tabelas.

**Palavras-chave**: Capacidade de carga, recalque de estacas, estaca hélice contínua, grupo de estacas, ensaio de penetração padrão (SPT).

### Abstract

The good performance of a deep foundation system, in the case of continuous flight auger pile, is associated with the load capacity and settlements against the demands, durability and safety under any subsoil condition. For the preparation of a foundation project it is necessary to carry out the prediction of the load capacity assigned to the piles. The study of the load capacity of the piles can be done from theoretical methods and/or semi-empirical methods. In this work, the superstructure was designed and the loads were obtained so that, later, the pillars with greater load were designed and dimensioned by means of the load capacity and settlement. In this way, the two most requested blocks of three and four piles were analyzed. It began by checking it's dimensions with the help of the CypeCAD 2018 software. Later the efforts in the trellis elements idealized by the strut-and-tie models were processed. Additionally, the armature was dimensioned and the compression tension was verified in the connecting rods, which had the dimensions carefully analyzed. By means of semi-empirical methods, the load capacity of isolated pile was calculated using the methods of Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) and Teixeira (1996), which are based on SPT and CPT tests. Subsequently, calculations of load capacity for pile group were made by the method of Terzaghi & Peck (1948) apud Poulos & Davis (1980), from the concept of "equivalent pier". Finally, the Whitaker (1957) method presented values that more closely approached the conventional rupture load. The settlement, of the isolated pile and pile group, was analyzed based on the methods of Poulos & Davis (1980) and Cintra & Aoki (2010), the latter adapted to a prediction of group settlement. The results of the permissible load capacity and settlement for group of continuous flight auger piles have been satisfactory and are shown in detail in the form of charts and tables.

**Keywords**: Load capacity, pile settlement, continuous flight auger pile, pile groups, Standard Penetration Test (SPT).

# Lista de ilustrações

Figura 1 –	Controle de execução de estaca hélice contínua	22
Figura 2 –	Execução de estaca hélice contínua	24
Figura 3 –	Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga	25
Figura 4 –	Cálculo do $N_P$	30
Figura 5 –	Aproximação de pilar equivalente para grupo de estacas	34
Figura 6 –	Grupo de elementos de fundação profunda	35
Figura 7 $-$	Parcelas de recalque da estaca	38
Figura 8 –	a) esquema do problema; b) o elemento de estaca; c) ação sobre o solo;	
	d) ação sobre a estaca	39
Figura 9 –	Fatores de correção $(R_k, R_h \in R_v)$	40
Figura 10 –	Fator de correção $R_b$ : a) para L/B=75; (b) para L/B=50; (c) para	
	L/B=25; (d) para $L/B=10$ , (e) para $L/B=5$	41
Figura 11 –	Fator de interação entre duas estacas	42
Figura 12 –	Correções para o fator de interação entre duas estacas	43
Figura 13 –	Propagação de tensões devido à reação de ponta	46
Figura 14 –	Propagação de tensões devido às cargas laterais	46
Figura 15 –	Edifício modelo	54
Figura 16 –	Modelo das bielas e tirantes em 3D	55
Figura 17 –	Vista superior do projeto de fundações em 3D	56
Figura 18 –	Vista inferior do projeto de fundações em 3D	56
Figura 19 –	Gráficos da capacidade de carga de uma estaca	58
Figura 20 –	Diagrama de esforço normal da estaca	61
Figura 21 –	Distância entre blocos (em metros)	63
Figura 22 –	Limites de recalque diferencial específico em estruturas	63

## Lista de tabelas

Tabela 1 – Fatores de correção $F_1$ e $F_2$ atualizados	26
Tabela 2 – Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$	27
Tabela 3 – Coeficiente característico do solo $C$	29
Tabela 4 $-$ Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo	29
Tabela 5 $-$ Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo	29
Tabela 6 – Valores do parâmetro $\alpha$	31
Tabela 7 – Valores do parâmetro $\beta$	31
Tabela 8 – Fatores de forma	37
Tabela 9 – Fatores de capacidade de carga	37
Tabela 10 – Capacidade de carga admissível de uma estaca isolada $\ldots$	57
Tabela 11 – Capacidade de carga para grupos por Terzaghi e Peck (1948)	59
Tabela 12 – Capacidade de carga para grupos por Whitaker (1957) $\ldots$	59
Tabela 13 – Capacidade de carga admissível para grupos pela norma NBR 6122:2010	60
Tabela 14 – Recalque em estaca isolada por Poulos e Davis (1980)	60
Tabela 15 – Recalque em estaca isolada por Cintra e Aok i $(2010)$	61
Tabela 16 – Recalque para grupo de estacas por Poulos e Davis (1980) $\ldots$ $\ldots$	62
Tabela 17 – Recalque para grupo de estacas por Cintra e Aoki (2010)	62

# Sumário

1	INTRODUÇÃO	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Estacas de Hélice Contínua	21
2.1.1	Execução da estaca	22
2.2	Capacidade de carga de uma estaca	24
2.2.1	Método Aoki-Velloso (1975)	25
2.2.2	Método Décourt-Quaresma (1978)	28
2.2.3	Método Teixeira (1996)	30
2.2.4	Fator de segurança	31
2.3	Capacidade de carga para grupo de estacas	33
2.3.1	Método Poulos e Davis (1980)	33
2.3.2	NBR 6122:2010	35
2.4	Recalque	38
2.4.1	Método Poulos e Davis (1980)	39
2.4.2	Método Cintra e Aoki (2010)	44
2.5	Definição das dimensões do bloco de coroamento	48
3	MATERIAL E MÉTODOS	49
3.1	Estimativa da capacidade de carga	49
3.2	Estimativa do recalque	50
33		
5.5	Software CypeCAD	50
3.3.1	Software CypeCAD	<b>50</b> 52
3.3.1 <b>4</b>	Software CypeCAD       Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas       Sobre estacas         CASO DE ESTUDO       Sobre estacas	<b>50</b> 52 <b>53</b>
3.3.1 4 4.1	Software CypeCAD       Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas       Caso DE ESTUDO         CASO DE ESTUDO       Características do maciço de solo	50 52 53 53
3.3.1 4 4.1 4.2	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Edifício modelo	50 52 53 53 53
3.3.1 4 4.1 4.2 4.3	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Edifício modelo         Blocos estaqueados	50 52 53 53 53 53 55
3.3.1 4 4.1 4.2 4.3 5	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Edifício modelo         Blocos estaqueados         ANÁLISE DOS RESULTADOS	50 52 53 53 53 53 55 57
3.3.1 4 4.1 4.2 4.3 5 5.1	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Características do maciço de solo         Edifício modelo         Blocos estaqueados         ANÁLISE DOS RESULTADOS         Previsão da capacidade de carga	50 52 53 53 53 53 55 57 57
3.3.1 4 4.1 4.2 4.3 5 5.1 5.2	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Edifício modelo         Blocos estaqueados         ANÁLISE DOS RESULTADOS         Previsão da capacidade de carga         Previsão do recalque em estacas isoladas e grupo de estacas	50 52 53 53 53 53 55 57 57 60
3.3.1 4 4.1 4.2 4.3 5 5.1 5.2 6	Software CypeCAD         Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas         CASO DE ESTUDO         Características do maciço de solo         Edifício modelo         Blocos estaqueados         ANÁLISE DOS RESULTADOS         Previsão da capacidade de carga         Previsão do recalque em estacas isoladas e grupo de estacas         CONCLUSÃO	50 52 53 53 53 55 57 57 60 65

ANEXOS	71
ANEXO A – PROGRAMA NO EXCEL DE GARCIA (2019)	73
ANEXO B – TABELA DE JOPPERT JUNIOR (2007)	75
ANEXO C – RELATÓRIO DE DADOS DA OBRA	77
ANEXO D – RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT	89
ANEXO E – PLANTA DO EDIFÍCIO MODELO	97
ANEXO F – VERIFICAÇÕES E PLANTAS DOS BLOCOS DOS PILARES P6 (UMA ESTACA), P13 (DUAS ESTA- CAS), P26 (TRÊS ESTACAS) E P19 (QUATRO ES- TACAS)	99
ANEXO G – PLANTA DOS BLOCOS DE COROAMENTO, JUN- TAMENTE DAS VIGAS DE TRAVAMENTO E, O RELATÓRIO GERAL DA FUNDAÇÃO	129

# 1 INTRODUÇÃO

Um dos principais elementos estruturais de uma obra é a fundação, pois se trata de transmitir as cargas de peso próprio dos elementos constituintes, sobrecarga ou carga útil (a ser considerada nas lajes) e, em função da altura, deve ser considerada a ação do vento sobre a edificação para o terreno. Segundo Cintra e Aoki (1999) o "elemento isolado de fundação"é a parte da estrutura que transfere carga ao maciço de solo, o qual é normalmente o elo fraco. Sendo o solo um material natural, seu comportamento e resistência apresentam grande variabilidade, o que torna o projeto de fundações único para cada obra. Para conhecer as características do terreno é feita a execução de sondagens de solo, sendo a mais comum o ensaio de penetração padrão (SPT), que fornece uma descrição das características das camadas do solo, a posição do lençol freático e também uma estimativa da resistência do solo. A partir dos dados obtidos do solo, pode ser feito o cálculo da carga admissível e recalque devido a cargas verticais (permanente e sobrecarga) e horizontais (vento) advindas da superestrutura.

Tendo como base a preocupação para com as fundações, Leonardo Da Vinci apresentou projetos de bate-estacas e ensecadeiras para construção e engenharia, e, Galileu Galilei, no século XVI, reuniu o que a ciência tinha para a arte da construção e apresentou estudos sobre a flexão de vigas, fundando assim, a Resistência dos Materiais (NÁPOLES NETO, 1998), disciplina estudada até hoje nas universidades e centros de pesquisa.

Atualmente, a técnica da fundação evoluiu grandemente, mas a essência é a mesma. Segundo Velloso e Lopes (2010), a fundação trata-se do processo de transmitir a carga da construção ao terreno pela base – resistência de ponta – por sua superfície lateral – resistência de fuste – ou, ainda, combinação das duas. Para isso, usam-se estacas, tubulões (formato cilíndrico) ou caixões (formato prismático). As estacas diferenciam-se dos tubulões e caixões porque diferente deles se usa durante o processo todo apenas máquinas (nenhum operário desce em seu interior em fase alguma).

O bom desempenho de um sistema de fundação profunda, no caso estacas de hélice contínua, está associado à capacidade de carga e recalques frente às solicitações, durabilidade e segurança sob qualquer condição de subsolo. Para a elaboração de um projeto de fundação se faz necessário realizar a previsão de capacidade de carga atribuída para as estacas. O estudo da capacidade de carga das estacas pode ser feito a partir de métodos teóricos e/ou por métodos semi-empíricos. Os métodos mais utilizados são os semi-empíricos, mais especificamente os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), já que os mesmos baseiam-se em ensaios de SPT e CPT (NETO et al., 2015).

O recalque, por sua vez, varia de acordo com a superfície resistente formada pela ponta das estacas dentro do maciço geotécnico, que foi definida em projeto. No caso de estacas de hélice contínua, os recalques dependem da deformabilidade do maciço que envolve as estacas, da deformabilidade dos materiais que compõem o elemento estrutural das estacas, e das suas dimensões.

Dessa forma, a previsão do comportamento da fundação da obra em estacas hélice contínua, quanto aos recalques e à carga admissível da estaca, são de extrema importância para que o sistema de fundação tenha o desempenho esperado assim que executada.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir são apresentados trabalhos da literatura considerados relevantes e que tratam de problemas de interesse, tanto para a área acadêmica quanto a prática. Sendo essa pesquisa bibliográfica composta por cinco etapas: no primeiro tópico, para compreensão e conhecimento da estaca de hélice contínua, no segundo tópico, a capacidade de carga de uma estaca; no terceiro tópico, a capacidade de carga para grupo de estacas; no quarto tópico, o recalque das estacas; por fim, as definições das dimensões do bloco de coroamento.

### 2.1 Estacas de Hélice Contínua

A estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal (com tubo vazado central) contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca (ABNT, 2010).

Por ser uma estaca moldada *in loco*, utiliza-se um trado contínuo para a perfuração, contando com monitoramento eletrônico em toda a sua execução (Figura 1), controlando a profundidade, a inclinação e verticalização do trado helicoidal, velocidade de rotação, avanço do trado, velocidade de subida do trado e pressão de concretagem na retirada do trado.

É um sistema que proporciona uma boa produtividade e, por esse motivo, é recomendável que haja uma central de concreto nas proximidades do local de trabalho. Esse método pode ser empregado na maioria dos tipos de solos, exceto em locais onde há a presença de matacões e rochas. Em casos onde são necessárias estacas muito curtas, ou que atravessam materiais extremamente moles também devem ter sua utilização analisada cuidadosamente. A escolha por hélice contínua depende não só das características do terreno ou dos custos envolvidos, mas também de aspectos da vizinhança do canteiro, pois, por exemplo, são mais indicadas do que estacas cravadas quando há restrições relacionadas à vibração ou a impactos sonoros.



Figura 1 – Controle de execução de estaca hélice contínua

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Atualmente no Brasil, a estaca hélice contínua é uma das fundações mais utilizadas devido a sua versatilidade e praticidade, ela tem sido bem aceita no mercado por apresentar inúmeras vantagens, e a cada dia ganha mais espaço nas obras de fundações.

#### 2.1.1 Execução da estaca

A execução da estaca hélice contínua é realizada com equipamentos de alta tecnologia que proporcionam qualidade e velocidade dos serviços. A seguir a descrição executiva da estaca hélice contínua.

#### • Perfuração

A hélice é introduzida no terreno por meio da rotação da hélice, pela aplicação de torque na extremidade superior do trado, até a profundidade estabelecida em projeto, podendo ser executada em qualquer tipo de terreno, inclusive abaixo do nível d'água.

#### • Concretagem

Quando é atingida a cota de parada da estaca, a injeção de concreto é feita pelo interior do trado, que utiliza uma bomba adequada, mantendo a rotação no mesmo sentido da perfuração. No momento da injeção o trado é retirado do furo e, assim, a medida que o concreto é injetado, o trado é retirado e, com ele, a terra da escavação que ficou presa nas hélices do trado. De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, o concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

1. Consumo de cimento não pode ser inferior a 400 kg/ $m^3$ ;

2. abatimento ou *slump test* igual a  $22 \pm 3$  cm;

- 3. fator água/cimento  $\leq 0.6$ ;
- 4. agregado: de areia e pedrisco;
- 5. porcentagem de argamassa em massa  $\geq 55\%$ ;
- 6. traço tipo bombeado;
- 7. deve apresentar resistência característica (fck) maior ou igual a 20 MPa aos 28 dias.

#### • Lançamento da armadura

Devido ao processo executivo da estaca, a única maneira de se introduzir a armadura é após o término da concretagem. A armadura é introduzida manualmente por operários ou com o auxílio de um pilão de pequena carga, ou ainda, com a ajuda de um vibrador. O cobrimento mínimo da armadura é garantido por espaçadores do tipo rolete, com as extremidades das barras curvadas para dentro para formar um cone (para facilitar a introdução no concreto) e então a execução é concluída (Figura 2).



Figura 2 – Execução de estaca hélice contínua

Fonte: Geofix (2019)

O projeto por estaca hélice contínua deve respeitar a sequência executiva que garanta que uma nova estaca deva ser iniciada somente quando todas as outras situadas em um círculo de raio 5 vezes o seu diâmetro já tenham sido executadas a pelo menos 24 horas (VELLOSO; LOPES, 2010), entretanto, a ABNT NBR 6122:2010 permite 12 horas.

### 2.2 Capacidade de carga de uma estaca

Segundo a norma ABNT NBR 6122:2010, para a determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto devem ser consideradas as características geomecânicas do subsolo, posição do nível d'água, eventual alteração das características dos solos (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade etc.), alivio de tensões, eventual ocorrência de solicitações adicionais como atrito negativo e esforços horizontais devidos a carregamentos assimétricos, geometria do elemento de fundação e os recalques admissíveis.

No caso de fundações por estacas, a capacidade de carga conta com duas parcelas de resistência: atrito lateral  $(R_L)$ , entre o solo e o fuste da estaca e a resistência de ponta  $(R_P)$ , na base da estaca. Ou seja, uma estaca prismática submetida a um carregamento vertical (R) resistirá a essa solicitação (Figura 3), em parte, pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste  $(R_L)$  e, em parte, pelas tensões normais geradas no nível de sua base  $(R_P)$  (DÉCOURT, 1996).



Figura 3 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Alguns autores propõem métodos para estimar a capacidade de carga da estaca usando-se parâmetros obtidos empiricamente em ensaios *in situ*. A seguir são apresentados os métodos semi-empíricos utilizados no presente trabalho.

#### 2.2.1 Método Aoki-Velloso (1975)

0 método de Aoki e Velloso (1975) foi originalmente concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (CPT - ensaio de penetração do cone) e dinâmicos (amostrador, SPT - ensaio de penetração padrão). Ele foi desenvolvido a partir de comparações feitas entre resultados de provas de carga em estacas e resultados de ensaios in situ.

Por meio do equilíbrio de forças é possível fazer o equacionamento matemático para deduzir a expressão da capacidade de carga. Logo, se tem a Equação 2.1:

$$R = R_L + R_P \tag{2.1}$$

onde R é a capacidade de carga na ruptura,  $R_L$  é a resistência lateral gerada ao longo do fuste e  $R_P$  é a resistência de ponta na base da estaca.

As parcelas de resistência lateral  $(R_L)$  e resistência de ponta  $(R_P)$  são dadas pelas Equações 2.2 e 2.3:

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \tag{2.2}$$

$$R_P = r_P \times A_P \tag{2.3}$$

onde U é o perímetro da seção transversal da estaca,  $A_P$  é a área de ponta da estaca,  $r_L$  e  $r_P$  são incógnitas geotécnicas e  $\Delta_L$  é a espessura da camada calculada.

Com a adição das duas parcelas (Equações 2.2 e 2.3), temos:

$$R = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) + r_P \times A_P \tag{2.4}$$

Inicialmente, pelo método Aoki-Velloso, as incógnitas geotécnicas foram correlacionadas com os valores da resistência de ponta do cone  $(q_c)$  e do atrito lateral unitário na luva do cone  $(f_s)$ , informações que são obtidas a partir do CPT, conforme Equações 2.5 e 2.6.

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \tag{2.5}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \tag{2.6}$$

onde  $q_c$  é a resistência de ponta do cone,  $f_s$  é o atrito lateral unitário na luva do cone,  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção para considerar o fator escala entre a estaca e o cone, dados na Tabela 1.

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

Tabela 1 – Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  atualizados

Fonte: Adaptados Aoki e Velloso (1975)

A partir disso, foi feita a correlação entre o SPT e o CPT, pois, principalmente no Brasil, o ensaio de penetração padrão (SPT) é o mais utilizado. Dessa forma, os valores  $q_c$  e  $f_s$  podem ser substituídos por uma equiparação com o valor  $N_{SPT}$ , conforme Equações 2.7 e 2.8:

$$q_c = K \times N_{SPT} \tag{2.7}$$

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \tag{2.8}$$

Logo:

$$f_s = \alpha \times q_c = \alpha \times K \times N_{SPT} \tag{2.9}$$

onde K é um coeficiente e  $\alpha$  é a razão de atrito, ambos dependem do tipo de solo e são dados na Tabela 2.

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	$1,\!00$	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	$0,\!60$	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	$0,\!45$	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	$0,\!25$	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Tabela 2 – Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ 

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Para o uso com dados do SPT tem-se, então, as Equações 2.10 e 2.11, estas a partir das Equações 2.5 e 2.6 e das analogias feitas nas Equações 2.7 e 2.9.

$$r_P = \frac{K \times N_P}{F_1} \tag{2.10}$$

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \tag{2.11}$$

onde  $N_P$  é o índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca e  $N_L$  é o índice de resistência a penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ .

Por fim, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela Equação 2.12:

$$R = \frac{U}{F_2} \times \sum_{1}^{n} (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) + \frac{K \times N_P}{F_1}$$
(2.12)

#### 2.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Da mesma forma do método Aoki e Velloso (1975) descrito anteriormente, a resistência total é dada pela soma das parcelas de atrito lateral no fuste da estaca e de ponta (Equação 2.1).

As parcelas de resistência  $(R_L \in R_P)$ , são dadas pelas Equações 2.2 e 2.3, respectivamente.

Segundo Cintra e Aoki (2010), o cálculo do atrito lateral  $(r_L)$  é feito com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste  $(N_L)$ , adotando para  $N_L$  os limites de  $N_L \geq 3$  e  $N_L \leq 15$ , desconsiderando os valores que serão utilizados no cálculo da resistência de ponta. Décourt (1982) aumenta o limite superior de  $N_L \leq 15$ para  $N_L \leq 50$ , para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo  $N_L \leq 15$  para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

A resistência devido ao atrito lateral é dada pela Equação 2.13.

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \tag{2.13}$$

onde  $r_L$  é uma incógnita geotécnica calculada devido ao atrito lateral ao longo do fuste da estaca e  $N_L$  é o índice de resistência a penetração médio na camada de solo.

A resistência de ponta ou a base da estaca é dada pela Equação 2.14.

$$r_P = C \times N_P \tag{2.14}$$

onde  $r_P$  é uma incógnita geotécnica calculada devido a resistência de ponta da estaca, C é o coeficiente característico do solo (Tabela 3) ajustado por um banco de dados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto e  $N_P$  é o índice de resistência a penetração na ponta ou base da estaca, correspondente a média entre o valor de  $N_{SPT}$ correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte $\operatorname{argiloso}^*$	200
Silte arenoso <sup>*</sup>	250
Areia	400
*alteração de roch	a (solos residuais)

Tabela 3 – Coeficiente característico do solo C

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Dessa forma, a capacidade de carga (R) é calculada pela Equação 2.4, utilizando as parcelas de resistência: atrito lateral  $(R_L)$ , entre o solo e o fuste da estaca e a resistência de ponta  $(R_P)$  na base da estaca e, por fim, as incógnitas geotécnicas dada pelo método sem-empírico de Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma das Equações 2.13 e 2.14.

Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010), procurando aperfeiçoar o método exposto, introduz fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga na Equação 2.15.

$$R = \alpha \times C \times N_P \times A_P + \beta \times U \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \times L$$
(2.15)

onde  $\alpha \in \beta$  são valores apresentados nas Tabelas 4 e 5, respectivamente.

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
Tipo de Solo	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*
	*valores apenas orier	ntativos diante do reduz	ido número de dao	dos disp	oníveis

Tabela 4 – Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 5 – Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
Tipo de Solo	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*	$1,5^{*}$	$3,0^{*}$
	*valores apenas orien	tativos diante do reduzi	do número de dao	los disp	poníveis

Fonte: Décourt (1996)

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  foram introduzidos para a aplicação do método em estacas escavadas em geral, estacas tipos hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões. O método original ( $\alpha = \beta = 1$ ) é mantido para estacas pré-moldadas, metálicas e do tipo Franki.

#### 2.2.3 Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) apresentou um método para o cálculo da capacidade de carga de estacas. Segundo Cintra e Aoki (2010), nesse método é proposto uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros,  $\alpha \in \beta$  (Equação 2.16).

$$R = \alpha \times N_P \times A_P + \beta \times N_L \times U \times L \tag{2.16}$$

onde  $\alpha \in \beta$  são valores apresentados nas Tabelas 6 e 7,  $N_P$  (Figura 4) é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo (Equação 2.17) e  $N_L$  é o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

$$N_P = \frac{\sum N_{4\phi} + \sum N_{1\phi}}{\sum n_{4\phi} + \sum n_{1\phi}}$$
(2.17)



Figura 4 – Cálculo do  $N_P$ 

Fonte: Garcia (2019)

Solo $(4 \leq N \leq 40)$	Tipo de Estaca - $\alpha$ (kPa)					
5010 (4 (1 <i>v<sub>spt</sub></i> (40)	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		
	$\mathbf{D} = (-\mathbf{D} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot / 1)$	000)				

Tabela 6 – Valores do parâmetro  $\alpha$ 

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 7 – Valores do parâmetro  $\beta$ 

Tipo de estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6
Fonte: Teixeira (1996)	

#### 2.2.4 Fator de segurança

A norma ABNT NBR 6122:2010 estabelece que as fundações devem ser verificadas pela análise de estados limites últimos. Os estados limites últimos podem ser vários (perda de capacidade de carga, tombamento, ruptura por tração, flambagem etc.).

Segundo Velloso e Lopes (2010) quando se utiliza o Método de Valores Admissíveis ou fator de segurança global, as tensões decorrentes das ações características,  $\sigma_k$ , não devem exceder as tensões admissíveis dos diferentes materiais,  $\sigma_{adm}$ , que são obtidas dividindo-se as tensões de ruptura ou escoamento (também chamadas de últimas),  $\sigma_{rup}$ , por um coeficiente ou fator de segurança global, *F.S.*, Equação 2.18. No caso de fundações profundas sob cargas axiais de compressão, o fator de segurança global, em princípio, é 2,0.

$$\sigma_k \le \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{F.S.} \tag{2.18}$$

Os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são minorados pelo fator de segurança global 2,0. Nesse último método, Teixeira (1996) recomenda o coeficiente de segurança da norma ABNT NBR 6122:2010, isto é, FS = 2,0 para estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos, estacas tipo Franki e estacas raiz; para as estacas escavadas a céu aberto, recomenda, para a ponta, um coeficiente 4 e, para o atrito lateral, 1,5.

Décourt e Quaresma (1978) sugerem que o coeficiente global F seja expresso como:

$$F = F_p \times F_f \times F_d \times F_w \tag{2.19}$$

onde  $F_p$  é o coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (igual a 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta),  $F_f$  é o coeficiente de segurança relativo a formulação adotada (igual a 1),  $F_d$  é o coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (igual a 1 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta) e  $F_w$  é o coeficiente de segurança relativo a carga de trabalho da estaca (igual a 1,2).

Dessa forma, para a resistência lateral é dada a Equação 2.20 e, para a resistência de ponta, Equação 2.21:

$$F_s = 1, 1 \times 1, 0 \times 1, 0 \times 1, 2 = 1, 32 \cong 1, 3 \tag{2.20}$$

$$F_{pt} = 1,35 \times 1,0 \times 2,5 \times 1,2 = 4,05 \cong 4 \tag{2.21}$$

A carga admissível na estaca, pelo método Décourt e Quaresma (1978), será dada por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} + \frac{Q_{p,ult}}{4,0}$$
(2.22)

onde  $Q_{adm}$  é a carga admissível da estaca,  $Q_{l,ult}$  é a carga lateral de ruptura da estaca e  $Q_{p,ult}$  é a carga de ponta de ruptura da estaca.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010 a determinação da carga admissível ou carga resistente de projeto de estacas deve ser feita a partir da carga de ruptura. A carga de ruptura deve ser determinada a partir de métodos estáticos. Esses métodos podem ser teóricos quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-ernpíricos, quando são usadas correlações com ensaios *in situ*.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca. Quando o atrito lateral for considerado em tubulões, deve ser desprezado um comprimento igual ao diâmetro da base imediatamente acima do início dela. No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20 % da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor (ABNT, 2010).

$$P_{adm} \le 1,25 \times P_{at-lat} \tag{2.23}$$

onde  $P_{adm}$  é a carga admissível da estaca e  $P_{at-lat}$  é a carga devida exclusivamente ao atrito lateral na ruptura.

### 2.3 Capacidade de carga para grupo de estacas

O efeito de grupo de estacas ou tubulões é um processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas (ABNT, 2010). A capacidade de carga do grupo pode ser diferente da soma dos valores de capacidade de carga dos elementos isolados que o compõem (CINTRA; AOKI, 2010).

Quando estacas ou tubulões estão próximos, há uma interação entre eles através do solo que os circunda, que torna a capacidade de carga diferente da capacidade de carga daquele elemento isolado. De acordo com a forma de execução daquele elemento de fundação, e do tipo de terreno, o efeito de grupo pode ser benéfico (aumentando a capacidade de carga do grupo) ou o contrário (diminuindo a capacidade de carga do grupo) (VELLOSO; LOPES, 2010).

#### 2.3.1 Método Poulos e Davis (1980)

De acordo com Poulos e Davis (1980) apud Randolph (1994), para uma estimativa prática de grupo de estacas, um procedimento conveniente que pode ser aplicado é o método de "radier equivalente" ou "pilar equivalente". Uma alternativa à abordagem de radier equivalente é considerar a região do solo em que as estacas estão inseridas como uma continuação equivalente, efetivamente substituindo o grupo de estacas por um pilar equivalente. (Figura 5).



Figura 5 – Aproximação de pilar equivalente para grupo de estacas

Fonte: Randolph (1994)

Randolph (1994) sugere para um grupo de estacas o cálculo do diâmetro do pilar equivalente pela Equação 2.24:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi}} A_g \tag{2.24}$$

onde  $d_{eq}$  é o diâmetro do pilar equivalente e  $A_g$  é a área equivalente do grupo.

Um dos meios mais amplamente utilizados para estimar a capacidade de carga do grupo é o dado por Terzaghi e Peck (1948) apud Poulos e Davis (1980), em que a capacidade do grupo é a menor de duas opções: a soma das capacidades últimas das estacas individuais no grupo; ou a capacidade de carga para falha de bloco do grupo, isto é, para um bloco retangular calculado pela Equação 2.25.

$$P_B = B_r \times L_r \times c \times N_c + 2 \times (B_r + L_r) \times L \times \overline{c}$$
(2.25)

onde  $P_B$  é a capacidade de carga final do bloco,  $B_r$  e  $L_r$  são as dimensões da seção do bloco ou "pilar equivalente", c é a coesão na base do bloco, L é a profundidade das estacas,  $N_c$  é o fator de capacidade suporte correspondente à profundidade L e  $\bar{c}$  é a coesão média ao longo da profundidade L.

Para obter uma estimativa mais realista da capacidade de carga final de um grupo, Whitaker (1957) sugeriu a seguinte relação empírica (POULOS; DAVIS, 1980):

$$\frac{1}{P_u^2} = \frac{1}{n^2 P_1^2} + \frac{1}{P_B}$$
(2.26)
onde  $P_u$  é a capacidade de carga final do grupo,  $P_1$  é a capacidade de carga final de uma estaca isolada, n é o número de estacas no grupo

A Equação 2.26 pode ser reexpressa para se obter a eficiência do grupo em porcentagem, Equação 2.27:

$$\frac{1}{\eta^2} = 1 + \frac{n^2 P_1^2}{P_B^2} \tag{2.27}$$

onde  $\eta$  é a eficiência do grupo.

#### 2.3.2 NBR 6122:2010

No cálculo de capacidade carga admissível há em vigor uma Norma Brasileira (NBR) aprovada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para padronizar o projeto e execução de fundações rasas e profundas, sendo esta a norma ABNT NBR 6122:2010.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, a carga admissível ou carga resistente de projeto de um grupo de estacas ou tubulões não pode ser superior à de uma sapata hipotética de mesmo contorno que o do grupo. Essa sapata deve ser assentada a uma profundidade acima da ponta das estacas ou tubulões igual a 1/3 do comprimento de penetração na camada de suporte (Figura 6). A camada suporte fica ao critério do projetista, sendo uma camada coerente com sua denominação. Essas considerações não são válidas para blocos apoiados em fundações profundas com elementos inclinados.

Figura 6 – Grupo de elementos de fundação profunda



Para o cálculo da sapata hipotética podem ser utilizados os métodos de Terzaghi (1943), Terzaghi e Peck (1967) e a abordagem de Vésic (1975), tomando como base os parâmetros de profundidade e camada suporte estipulados pela ABNT NBR 6122:2010.

Terzaghi (1943) sugeriu dois modos de ruptura baseados na resistência do solo e uma equação geral (Equação 2.28) para estimativa da capacidade de carga. Já Vésic (1975) sugeriu a existência de três modos de ruptura que dependem, entre outros fatores, do tipo de solo: geral (areias compactas e argilas duras), por puncionamento (areias fofas e argilas moles) e localizada (solos intermediários).

$$\sigma_r = \underbrace{c \times N_c}_{coesão} + \underbrace{q \times N_q}_{sobrecarga} + \underbrace{\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_{\gamma}}_{\hat{a}ngulo \ de \ atrito}$$
(2.28)

onde  $\sigma_r$  é a tensão de ruptura geral, c é a coesão do solo, q é a sobrecarga (tensão vertical efetiva no nível da base da sapata),  $\gamma$  é o peso específico, B é a dimensão da base da sapata e  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_{\gamma}$  são fatores de capacidade de carga (Tabela 9).

Segundo Vésic (1975), a ruptura generalizada é caracterizada por um mecanismo de ruptura bem definido com uma superfície de ruptura que vai de um bordo da fundação à superfície do terreno. Em oposição à ruptura generalizada, a ruptura por puncionamento é difícil de ser visualizada, o solo em torno da fundação permanece relativamente inalterado e não ocorre inclinação da fundação. E, por fim, a ruptura localizada é considerada um modo de ruptura de transição entre a generalizada e a por puncionamento.

Como equação final para o cálculo da sapata hipotética, com o uso dos fatores de forma (Tabela 8) e fatores de capacidade de carga (Tabela 9) sugeridos por Vésic (1975), o método Terzaghi e Peck (1967) é demonstrado a seguir:

1. Ruptura geral (solos compactos ou rijos)

$$\sigma_r = \underbrace{c \times S_c \times N_c}_{coesão} + \underbrace{q \times S_q \times N_q}_{sobrecarga} + \underbrace{\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S_\gamma \times N_\gamma}_{\hat{a}ngulo \ de \ atrito}$$
(2.29)

2. Ruptura por puncionamento (solos fofos ou moles) e ruptura local (solos intermediários)

$$\sigma_r = \underbrace{c^* \times S_c \times N'_c}_{coes\tilde{a}o} + \underbrace{q \times S_q \times N'_q}_{sobrecarga} + \underbrace{\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S_\gamma \times N'_\gamma}_{\hat{a}ngulo \ de \ atrito}$$
(2.30)

onde  $S_c$ ,  $S_q \in S_\gamma$  são fatores de forma (Tabela 8).

Em que, para a ruptura por puncionamento:

$$c^* = \frac{2}{3} \times c \tag{2.31}$$

$$\tan\phi^* = \frac{2}{3} \times \tan\phi \tag{2.32}$$

E, na ruptura local:

$$c^* = \frac{5}{6} \times c \tag{2.33}$$

$$\tan\phi^* = \frac{5}{6} \times \tan\phi \tag{2.34}$$

Tabela 8 – Fatores de forma

Sapata	S <sub>c</sub>	$\mathbf{S}_{\mathbf{q}}$	$\mathbf{S}_{\gamma}$
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)tg \ \phi$	1 - 0, 4(B/L)
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1+tg\;\phi$	0,60
	Fonte: Vésic (1	.975)	

Tabela 9 – Fatores de capacidade de carga

$\phi$	$\mathbf{N}_{\mathbf{c}}$	$\mathbf{N}_{\mathbf{q}}$	$\mathbf{N}_{\gamma}$	$\phi$	$\mathbf{N}_{\mathrm{c}}$	$\mathbf{N}_{\mathbf{q}}$	$\mathbf{N}_{\gamma}$
0	$5,\!14$	1,00	0,00	28	$25,\!80$	14,72	16,72
				29	27,86	$16,\!44$	19,34
5	$6,\!49$	$1,\!57$	$0,\!45$	30	$30,\!14$	$18,\!40$	22,40
				31	$32,\!67$	$20,\!63$	$25,\!99$
10	8,35	$2,\!47$	$1,\!22$	32	$35,\!49$	$23,\!18$	30,22
				33	$38,\!64$	26,09	35,19
15	$10,\!98$	$3,\!94$	$2,\!65$	34	$42,\!16$	$29,\!44$	41,06
16	$11,\!63$	$4,\!34$	3,06	35	$46,\!12$	33,30	48,03
17	$12,\!34$	4,77	$^{3,53}$	36	$50,\!59$	37,75	56,31
18	$13,\!10$	5,26	4,07	37	$55,\!63$	42,92	66,19
19	$13,\!93$	$5,\!80$	4,68	38	$61,\!35$	48,93	78,03
20	$14,\!83$	$6,\!40$	5,39	39	$67,\!87$	$55,\!96$	92,25
$\overline{21}$	$15,\!82$	7,07	$6,\!20$	40	$75,\!31$	$64,\!20$	109,41
22	$16,\!88$	$7,\!82$	$7,\!13$	41	83,86	$73,\!90$	130,22
23	$18,\!05$	8,66	8,20	42	$93,\!71$	85,38	155,55
24	$19,\!32$	9,60	9,44	43	$105,\!11$	99,02	186,54
$\overline{25}$	20,72	$10,\!66$	$10,\!88$	44	$118,\!37$	$115,\!31$	224,64
26	22,25	$11,\!85$	$12,\!54$	45	133,88	134,88	271,76
27	23,94	$13,\!20$	$14,\!47$				

Fonte: Vésic (1975)

## 2.4 Recalque

Segundo Cintra e Aoki (2010), sendo uma estaca de comprimento L, com sua base distante C da profundidade em que se encontra a superfície do indeslocável (abaixo da qual podemos desprezar as deformações decorrentes das cargas aplicadas ao maciço, determinada pelo topo rochoso que pode ser considerada "indeformável"). Com a aplicação de uma carga P na cabeça dessa estaca provocará dois tipos de deformações (Figura 7):

Figura 7 – Parcelas de recalque da estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

#### • 1<sup>a</sup> Encurtamento elástico

Encurtamento elástico ( $\rho_e)$ da própria estaca, como peça estrutural submetida a compressão.

#### • 2ª Deformações devido ao solo

Deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacente à base da estaca, até o indeslocável, o que resulta um recalque devido ao solo ( $\rho_s$ ) da base.

Logo, considerando esses dois efeitos, é possível estimar o deslocamento total ( $\rho$ ), vertical, que a estaca sofrerá:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \tag{2.35}$$

É um requisito de desempenho das fundações que seja verificado através de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos casos: estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total; estruturas com mais de 60 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro; fundações ou estruturas não convencionais (ABNT, 2010).

### 2.4.1 Método Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) propuseram um método que analisa uma estaca única, dividindo-a em um número de elementos uniformemente carregados e a solução é obtida impondo compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente para cada elemento da estaca (Figura 8). Para isso é utilizado um processo numérico que emprega a solução de Mindlin (1936) para calcular a ação da estaca sobre o solo (VELLOSO; LOPES, 2010).





Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Considerando a estaca primeiramente como um elemento incompressível e carregado axialmente em um meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,5, tem-se a Equação 2.36:

$$w = \frac{Q \times I_o}{E \times B} \tag{2.36}$$

onde w é o recalque, Q é a carga aplicada à estaca,  $I_o$  é o fator de influência (em função da razão entre o diâmetro da base da estaca,  $B_b$ , e o diâmetro da estaca), E é o módulo de deformabilidade do solo e B é o diâmetro da estaca.

Já para uma estaca compressível, em solo de espessura finita e com ponta em material resistente, com diferentes coeficientes de Poisson, é dada a Equação 2.37:

$$w = \frac{Q \times I}{E \times B} \tag{2.37}$$

 $\operatorname{sendo}$ 

$$I = I_o \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b \tag{2.38}$$

onde  $R_k$  é o fator de correção para a compressibilidade da estaca,  $R_h$  é o fator de correção para a espessura h (finita) de solo compressível,  $R_v$  é o fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo e  $R_b$  é o fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido, sendo  $E_b$  o módulo de Young do solo sob a base.

Os valores desses fatores de correção são encontrados em ábacos (Figuras 9 e 10) como em Poulos e Davis (1980) apud Velloso e Lopes (2010).



Figura 9 – Fatores de correção  $(R_k, R_h \in R_v)$ 

Fonte: Velloso e Lopes (2010)





Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Para uso nos ábacos é necessário calcular o fator de rigidez que representa a compressibilidade da estaca:

$$K = E_p \times \frac{R_A}{E} \tag{2.39}$$

onde  $R_A = A_p / \left(\pi \times \frac{B^2}{4}\right)$  ou seja, a razão entre a área da seção transversal estrutural da estaca  $(A_p)$  e a área do círculo externo (para estacas maciças  $R_A = 1$ ).

Dessa forma, baseando-se nas equações de Mindlin (1936), os recalques podem ser analisados pelo Método de Poulos e Davis (1980) para estacas isoladas. Mas, levando em consideração a interação entre duas estacas, é possível, também, o cálculo do recalque para um grupo de estacas.

#### • Interação entre duas estacas

A interação entre estacas em um grupo de arranjo qualquer pode ser expressa entre duas estacas igualmente carregadas, e com as mesmas dimensões a partir do fator dado por:

$$\alpha = \frac{recalque\ adicional\ provocado\ por\ uma\ estaca\ adjacente}{recalque\ de\ uma\ estaca\ sob\ sua\ própria\ carga}$$
(2.40)

Os ábacos a seguir, Figura 11, apresentam valores de  $\alpha$  em função da razão entre o espaçamento entre as estacas e o diâmetro das estacas (s/B) e do fator de rigidez, para estacas compressíveis inseridas em um meio semi-infinito  $\left(\frac{\hbar}{l} = \infty\right)$ .

Figura 11 - Fator de interação entre duas estacas



42

A Figura 12 apresenta correções para a espessura (finita) do meio, o alargamento de base e o coeficiente de Poisson (diferente de 0,5), que modificam o valor de  $\alpha$  conforme a Equação 2.41:

$$\alpha' = \alpha \times N_h \times N_B \times N_v \tag{2.41}$$



Figura 12 - Correções para o fator de interação entre duas estacas

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

#### • Grupos de estacas

Um grupo de n estacas iguais, o recalque da estaca i pode ser dado pela Equação 2.42:

$$w_i = w_1 \times \left[\sum_{\substack{j=1\\j\neq i}}^n (Q_j \times \alpha_{ij}) + Q_i\right]$$
(2.42)

onde  $\alpha_{ij}$  é o fator de interação entre as estacas  $i \in j$ ,  $Q_j$  é a carga na estaca  $j \in w_1$  é o recalque da estaca isolada sob carregamento unitário.

Para um grupo de n estacas diferentes, o recalque da estaca k pode ser dado pela Equação 2.43:

$$w_k = \sum_{\substack{j=1\\j\neq k}}^n (w_{1j} \times Q_j \times \alpha_{kj}) + w_{1k} \times Q_k \tag{2.43}$$

onde  $\alpha_{kj}$  é o fator de interação entre as estacas  $k \in j$ ,  $Q_k$  é a carga na estaca  $k \in w_{1j}$  é o recalque da estaca isolada sob carregamento unitário.

As Equações 2.42 ou 2.43 podem ser escritas para todas as estacas do grupo, fornecendo n equações para recalques, logo, o equilíbrio de forças verticais exige que a carga total do grupo seja:

$$Q_g = \sum_{j=1}^n Q_j \tag{2.44}$$

Temos, então, um total de n + 1 equações, que podem ser resolvidas para duas condições, como descrito por Velloso e Lopes (2010):

- Cargas iguais (ou cargas conhecidas) em todas as estacas grupo de estacas sob uma placa flexível. Neste caso, pode-se utilizar as Equações 2.42 e 2.43 para calcular o recalque de cada estaca do grupo e os consequentes recalques diferenciais.
- 2. Recalques iguais em todas as estacas (bloco de coroamento rígido). Neste caso, as equações são montadas, igualando os recalques de cada estaca, resultando em um sistema, que tem como resultado o recalque do grupo e as cargas nas estacas.

Como o recalque médio de um grupo com estacas de cargas iguais se aproxima do valor do recalque de um grupo de estacas com bloco de coroamento rígido, o primeiro caso poderia ser adaptado para a maioria dos casos, utilizando-se uma estaca representativa que não esteja nem muito centrada nem muito nos vértices do grupo (VELLOSO; LOPES, 2010).

### 2.4.2 Método Cintra e Aoki (2010)

Cintra e Aoki (2010) é baseado na teoria da elasticidade, calcula-se então o recalque total da estaca levando em consideração as deformações da estaca e do solo da fundação para estimar o deslocamento total ( $\rho$ ) demonstrado na Equação 2.35.

• Encurtamento elástico

Como peça estrutural submetida a compressão, a estaca sofre encurtamento elástico, o que equivale a um recalque de igual magnitude da cabeça da estaca, mantida imóvel sua base.

No cálculo do encurtamento elástico é necessário construir o diagrama de esforço normal ao longo da estaca , por meio de uma metodologia adaptada de Aoki (1979) (CINTRA; AOKI, 2010).

Para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado, levando em consideração as seguintes hipóteses, segundo Prununciati et al. (2017):

- A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral, ou seja, um valor intermediário e menor entre a resistência lateral e a capacidade de carga;
- 2. dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
- 3. a reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Sendo assim, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Finalmente, aplicando a Lei de Hooke, é possível obter o encurtamento elástico da estaca:

$$\rho_e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i) \tag{2.45}$$

onde  $\rho_e$  é o encurtamento elástico da estaca, A é a área da seção transversal do fuste da estaca,  $E_c$  é o módulo de deformabilidade do concreto,  $P_i$  é o esforço normal médio na camada "*i*" e  $L_i$  é o comprimento da camada "*i*".

#### • Recalque devido ao solo

As camadas de solo que suportam a estaca tendem a se deformar devido a duas parcelas: uma parte devido a carga mobilizada por atrito lateral ao longo da estaca, e a outra devido a carga que chega na ponta. A superfície do indeslocável é o limitante das camadas que sofrerão deformações. Para os acréscimos de tensão, de acordo com Cintra e Aoki (2010), na camada de solo de espessura H devido a parcela da carga P que chega na ponta da estaca ( $P_p$ ). Supondo a propagação de tensões 1:2, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada (Figura 13) é dada pela Equação 2.46:



Figura 13 – Propagação de tensões devido à reação de ponta

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

$$\Delta \sigma_p = \frac{4P_p}{\pi (D+h+\frac{H}{2})^2} \tag{2.46}$$

onde  $\Delta \sigma_p$  é o acréscimo de tensões, D é o diâmetro da base da estaca,  $P_p$  é a reação de ponta, H é a espessura da camada subjacente e h é a distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H.

E, o acréscimo de tensões no solo devido e a mobilização da resistência por atrito lateral na estaca ao longo da camada i (Figura 14) é calculada pela Equação 2.47:



Figura 14 – Propagação de tensões devido às cargas laterais

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

$$\Delta \sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi (D+h+\frac{H}{2})^2} \tag{2.47}$$

onde  $\Delta \sigma_i$  é o acréscimo de tensões, D é o diâmetro da base da estaca,  $R_{Li}$  é a resistência de atrito lateral, H é a espessura da camada subjacente e h é a distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H.

Então, o acréscimo de tensões total  $\Delta \sigma$  na linha média da camada "H" acima da superfície indeslocável é dado pela soma dessas duas parcelas (Equações 2.46 e 2.47):

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_p + \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_i \tag{2.48}$$

Por fim, é possível calcular o recalque do solo, admitindo variação de tensões com as deformações de forma linear (Equação 2.49):

$$\rho_s = \sum \left( \frac{\Delta \sigma}{E_s} \times H \right) \tag{2.49}$$

onde  $\rho_s$  é o recalque devido ao solo,  $\Delta \sigma$  é a soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta, H é o comprimento da camada subjacente e  $E_s$  é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela Equação 2.50, adaptada de Janbu (1963).

$$E_s = E_0 \times \left(\frac{\sigma_0 + \Delta_\sigma}{\sigma_0}\right)^n \tag{2.50}$$

onde  $E_0$  é o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca,  $\sigma_0$  é a tensão geostática no centro da camada e n é o expoente que depende da natureza do solo: n = 0,5 para materiais granulares e n = 0 para argilas duras e rijas (em areia, termos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Para a avaliação de  $E_0$ , Aoki (1984) considera:

 $E_0 = 6 \times K \times N_{SPT}$  para estacas cravadas

 $E_0 = 4 \times K \times N_{SPT}$  para estacas hélice contínua

 $E_0 = 3 \times K \times N_{SPT}$  para estacas escavadas

onde K é um coeficiente empírico do método de Aoki e Velloso (1975), dado na Tabela 2.

Deste modo, o recalque total devido ao solo é a soma dos recalques das camadas abaixo da ponta da estaca e acima da superfície indeslocável.

## 2.5 Definição das dimensões do bloco de coroamento

Os blocos são estruturas de volume que têm a função de distribuir as cargas dos pilares a elementos de fundações profundas, tais como estacas e tubulões. Por isso a definição de suas dimensões é algo essencial para o cálculo e execução do mesmo.

#### • Distância entre eixos das estacas

A ABNT NBR 6122:2010 fixa apenas para a sequência executiva que não se deve executar estacas com espaçamento inferior a três diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Na prática recomenda-se o uso do valor equivalente a 2,5 vezes o diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes o diâmetro para estacas moldadas *"in loco"*, não podendo ser inferior a 60 cm para o espaçamento entre estacas, segundo Calavera (1991) apud Oliveira (2009).

#### • Altura do bloco de coroamento

Calavera (1991) recomenda alturas menores ou iguais a uma vez e meia o comprimento do eixo da estaca até a face mais próxima do pilar. Sugere ainda que em qualquer caso a altura do bloco não deva ser inferior a 40 cm nem a uma vez e meia o diâmetro da estaca.

A ABNT NBR 6118:2014 considera que blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas. Para blocos rígidos, o comportamento estrutural se caracteriza por: trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro); forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas. Ainda de acordo a norma supracitada, as bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. Logo, os critérios recomendados pela norma ABNT NBR 6118:2014 são, assim como as recomendações de Calavera (1991), limitantes na altura mínima do bloco.

#### • Ligação da estaca com o bloco

Fusco (1994) define que as estacas devem penetrar de 5 cm a 10 cm no interior do bloco, o que reduz a inclinação das bielas e amplia a área da base de sustentação dessas bielas.

# 3 MATERIAL E MÉTODOS

Neste item serão apresentados os métodos utilizados para o cálculo da capacidade de carga para estacas isoladas e em grupos, os métodos para a estimativa de recalque para estacas isoladas e em grupos e a ferramenta numérica utilizada no dimensionamento do bloco de coroamento. É demonstrado, também, onde foram obtidos os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises e das características geométricas e mecânicas das fundações.

## 3.1 Estimativa da capacidade de carga

Os cálculos de capacidade de carga das estacas isoladas foram feitos através de três métodos: Métodos de Aoki e Velloso (1975), de Décourt e Quaresma (1978) e de Teixeira (1996).

Para a implementação desses três métodos foi utilizado um programa desenvolvido pelo Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia<sup>1</sup>, a partir da ferramenta do pacote Office, conhecida como Excel. Com interface (Anexo A) simples e de fácil entendimento para a introdução de dados, foi possível realizar o cálculo e comparação dos resultados.

Como dados de entrada para a resolução do método para grupos, foi necessário o uso de dados da tabela de Joppert Junior (2007), Anexo B, onde, por meio do tipo de solo e valores de SPT, se obteve os valores do módulo de elasticidade, peso específico, ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva do solo.

O programa no Excel calcula a capacidade de carga admissível da estaca isolada a partir de fatores de segurança que dependem do método de cada autor da literatura empregado. Os métodos empregados avaliam as resistências lateral e de ponta a cada cota da estaca, possibilitando-se traçar um diagrama de transferência de cargas do elemento estrutural para o solo.

Em sequência, foram feitos os cálculos da capacidade de carga para grupo de estacas pelo método de Poulos e Davis (1980) a partir do conceito de "pilar equivalente", descrito no item 2.3.1. Dessa forma, a partir desse conceito, é usado o método proposto por Terzaghi e Peck (1948) para a capacidade de carga final do grupo, sem minoração dos fatores de segurança.

Por fim, o método de Whitaker (1957), o qual leva em conta a eficiência do grupo, é utilizado para a obtenção de uma estimativa realista da capacidade de carga final do

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> e-mail: jean.garcia@ufu.br ( J. R. Garcia )

Doutor em Engenharia Civil, Professor adjunto da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia

grupo, tendo como um dos dados de entrada a capacidade de carga calculada por Terzaghi e Peck (1948) e a transformando em uma aproximação mais perto do que realmente acontece com base em relações empíricas.

Porém, a norma ABNT NBR 6122:2010 estabelece um meio de comparação (item 2.3.2), no qual o valor calculado na norma serve como limite superior, não podendo ser aceito quaisquer valor calculado, pelos métodos da literatura, que ultrapasse esse limite.

## 3.2 Estimativa do recalque

As análises de recalques foram procedidas com base no método de Poulos e Davis (1980) e Cintra e Aoki (2010), este último adaptado para uma previsão de recalque por efeito de grupo, visto que, na prática, as estacas trabalham em grupo. Os recalques por efeito de grupo foram estimados a partir do método do "pilar equivalente" descrito no item 2.3.1.

Pelo método de Poulos e Davis (1980) foi feito o cálculo dos deslocamentos da estaca e dos deslocamentos do solo adjacente à estaca. Nesse método, a partir da interação entre duas estacas, também foi possível estimar o recalque do grupo de estacas.

Para a aplicação do método de Cintra e Aoki (2010) é necessário o cálculo do recalque devido ao encurtamento elástico e do recalque devido ao solo e, com isso, ser calculado o recalque total da estaca. De início a estaca foi dividida em três camadas para se obter o recalque devido ao encurtamento elástico. Em sequência, foi necessário estimar o acréscimo de tensões e o módulo de deformabilidade do solo (Módulo de Elasticidade) de modo iterativo até chegar na superfície indeslocável (descrita no item 2.4.2), pois assim é obtido o recalque devido ao solo. Por fim, o recalque total é a soma dos dois, descritos acima.

## 3.3 Software CypeCAD

O CypeCAD foi concebido para realizar o projeto de edifícios de concreto armado e mistos, com geração automática da discretização da estrutura, das ações verticais e horizontais e saída das peças escritas e desenhadas. Para cálculos da estrutura, o programa efetua verificações quanto ao lançamento da estrutura, realiza o cálculo por elementos finitos, em considerações de diafragma rígido, efetua a análise de elementos em barras e placas discretizadas em elementos triangulares.

No software, a análise das solicitações realiza-se através de um cálculo espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes. Estabelece-se a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando 6 graus de liberdade, e cria-se a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, para simular o comportamento rígido da laje, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma rígido). Por isso, cada piso apenas poderá rodar e deslocar-se no seu conjunto (3 graus de liberdade). Para todos os estados de carga realiza-se um cálculo estático (excepto quando se considerarem ações dinâmicas de sismo, em cujo caso se utiliza a análise modal espectral) e supõe-se um comportamento linear dos materiais e, por isso, um cálculo de primeira ordem, com vista à obtenção de deslocamentos e esforços.

A introdução de dados é simples, o programa apresenta os menus de uma forma sequencial e intuitiva proporcionando fluidez na introdução. O projetista/engenheiro pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o deseje. Terminada a introdução de dados é efetuado o cálculo. A análise de resultados é uma das etapas de enorme importância na realização do projeto. Para facilitar o processo, o CypeCAD contém opções de controle de resultados para que nenhum dos elementos estruturais fique por rever. O programa permite gerar as peças desenhadas, e também as escritas, para ficheiros que poderão ser editados posteriormente e trabalhados pelo engenheiro responsável.

A ferramenta (software) incorpora um método de cálculo que permite obter, com a máxima generalidade possível, a estrutura tridimensional equivalente, formada por barras (modelo de bielas e tirantes) que servirá para realizar a verificação do elemento estrutural de acordo com a legislação vigente.

O programa, a partir da geometria do edifício e das cargas aplicadas, gera e determina o modelo de bielas e tirantes mais adequado para cada bloco, de forma automática por meio de uma seção do programa chamada Strut3D (metodologia geral de cálculo para análise 3D). Permitindo dimensionar as armaduras necessárias nas regiões tracionadas do elemento estrutural e verifica a ruptura das regiões comprimidas (bielas e regiões nodais), segundo a correspondente norma de concreto. Nele, também é possível ter uma saída gráfica de resultados que permite a visualização e consulta dos modelos de barras gerados e analisados, assim como os correspondentes relatórios detalhados de verificação, incluindo o cumprimento regulamentar.

A CYPE Ingenieros, criadora do programa CypeCAD, contou com a colaboração do 'Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia', cujos pesquisadores participaram na definição inicial do projeto, na geração dos modelos de cálculo para as diferentes tipologias de blocos e na validação dos resultados finais do programa.

A determinação analítica da geometria do bloco foi obtida através da utilização de recomendações tecnicamente consagradas na engenharia e no meio científico. Apenas o cálculo dos esforços nas bielas e nos tirantes foi feito com o auxílio do software CypeCAD 2018, o qual possibilitou uma análise sobre as condições de apoio do bloco sobre as estacas.

O programa utilizado neste trabalho com a chave de acesso disponibilizada pelo Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia<sup>2</sup>, e sob seu acompanhamento.

### 3.3.1 Método de cálculo para projeto de blocos sobre estacas

O Método das Bielas desenvolvido tomando por referência a análise de resultados experimentais de modelos ensaiados por Blévot e Frémy (1967) considera no interior do bloco uma treliça composta por barras tracionadas e barras comprimidas. As forças de tração que atuam nas barras horizontais da treliça são resistidas pela armadura enquanto que as de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto. É recomendado para ações centradas, mas pode ser empregado no caso de ações excêntricas, desde que, admita-se que todas as estacas estão submetidas à maior força transferida.

A ABNT NBR 6118:2014 descreve que para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. E que na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

O modelo de bielas e tirantes é uma representação discreta de campos de tensões nos elementos estruturais de concreto armado. É idealizado o fluxo de forças internas nas regiões com a consideração de uma treliça que transfere o carregamento imposto no contorno para seus apoios. Esta treliça é composta por uma estrutura de barras comprimidas (bielas) e tracionadas (tirantes) interconectadas por nós.

Os modelos de Bielas e Tirantes são fundamentados no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Uma das hipóteses para se aplicar esse teorema é o material exibir comportamento elasto-plástico perfeito, ou seja, para fins de determinação da capacidade limite de carga de uma estrutura é possível dispensar uma análise evolutiva das tensões e das deformações, admitindo-se, simplificadamente, que o material tenha comportamento elasto-plástico perfeito (MUNHOZ; GIONGO, 2007).

<sup>2</sup> e-mail: jean.garcia@ufu.br ( J. R. Garcia )

Doutor em Engenharia Civil, Professor adjunto da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia

## 4 CASO DE ESTUDO

Neste item é proposto o cálculo e dimensionamento de blocos de coroamento estaqueados, estes transmitindo ao solo as cargas provenientes da superestrutura, se aproximando de um problema real, de um edifício modelado no software CypeCAD. No Anexo C é apresentado o relatório de dados da obra, contendo as normas consideradas, situações de projeto, os dados geométricos dos pavimentos, materiais utilizados dentre outros.

## 4.1 Características do maciço de solo

A partir de sondagens do solo de Uberlândia foi possível o cálculo da carga admissível para as estacas, possibilitando a aplicação do problema proposto, e sua forma de solução, para a região.

Para elaboração do projeto, assim como para realizar as respectivas previsões de comportamento da fundação, foram utilizadas informações extraídas de três furos de sondagem tipo SPT, cujas profundidades atingiram até 26,45 metros. As sondagens apontaram que não há presença de lençol freático no terreno. Se trata de uma área composta por depósitos materiais argilo-arenosos, típico da cidade de Uberlândia-MG-Brasil, local de implantação da obra.

A sondagem SP-003 (Anexo D) foi tomada como referência para o cálculo da capacidade de carga admissível, a partir das metodologias semi-empíricas de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Essa sondagem foi utilizada por apresentar os menores valores de  $N_{SPT}$  dentre as outras sondagens obtidas, pois, dessa forma, é possível fazer o cálculo para o pior caso possível de solo.

## 4.2 Edifício modelo

A modelagem do edifício é realizada no software CypeCAD em 3D, este auxiliou na obtenção de dados para a posterior introdução dos mesmos nos blocos estaqueados, podendo, dessa forma, dar uma solução ao problema inicialmente proposto.

No dimensionamento das vigas e dos pilares foram colocados como dados de entrada o concreto C35, usinado rigorosamente, barras de aço CA-50 e CA-60. A classe de agressividade ambiental foi adotada como CAA II por ser em área urbana, apresentando agressividade moderada e pequeno risco de deterioração da estrutura. Logo, com o CAA II, o software garante os cobrimentos necessários no projeto de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Como entrada de ações horizontais foi considerada a ação do vento de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988.

A superestrutura do edifício é composta por oito pavimentos, sendo dividido em térreo, seis pavimentos tipo e cobertura (Figura 15). Todo o dimensionamento é executado pelo programa, onde foram ajustadas apenas as dimensões dos elementos estruturais e armaduras para o mínimo necessário, fazendo com que que a estrutura passasse em todas as verificações realizadas pelo software, pois somente as cargas transmitidas a fundação eram essenciais.

Nome	Altura	ota
Cobertura	3.00 24	1.00
6º Andar	3.00 21	1.00
5º Andar	3,00 18	3.00
4º Andar	3.00 15	5.00
3º Andar	3.00 12	2.00
2º Andar	3.00 9	.00
1º Andar	3.00 6	.00
Térreo	4.00 3	.00
Fundação	-1	.00

(a) Pavimentos (medidas em metros)



(b) Modelagem 3D Fonte: CypeCAD (2019)

A planta do edifício modelo é demonstrada no Anexo E, com a locação dos pilares, vigas e lajes. Sendo essa mesma planta repetida para todos os pavimentos, exceto a cobertura, que conta apenas com espaço para caixa d'água e elevador.

## 4.3 Blocos estaqueados

Para o projeto da fundação, foram levados em conta as dimensões mínimas (item 2.5), o tipo de fundação (bloco estaqueado) e as cargas obtidas com a superestrutura. Com base nesses dados, o CypeCAD fez o dimensionamento pelo modelo das bielas e tirantes (Figura 16) que, por meio de relatórios, o programa indica se houve ou não erro no dimensionamento. Caso haja erro, o programa possibilita o aumento das dimensões e armaduras necessários para que o bloco passe pelas verificações que são exigidas por norma, estas necessárias para o bom aproveitamento da infraestrutura.



Figura 16 – Modelo das bielas e tirantes em 3D

Fonte: CypeCAD (2019)

Os blocos dos pilares P6 (uma estaca), P13 (duas estacas), P26 (três estacas) e P19 (quatro estacas) são os mais solicitados. E, por isso, são demonstradas as verificações obtidas por meio de relatórios no software de dimensionamento, Anexo F, para esses blocos. As verificações são intercaladas pelas plantas detalhadas de para cada um dos blocos.

Nos blocos de coroamento estaqueados foram colocadas a armadura principal de tração, armadura de distribuição e a armadura de suspensão (tem a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas). Tanto as barras da armadura principal de tração quanto a armadura de distribuição, possuem dobras para garantir a ancoragem destas barras.

O projeto final das fundações (Figuras 17 e 18) dessa edificação foi contemplado com 85 estacas do tipo hélice contínua monitorada, com diâmetro único de 0,5 m e

comprimento padronizado de 14 m. Ficaram distribuídos em cinco blocos com uma estaca, 18 com duas estacas, quatro com três estacas e oito com quatro estacas. A cota de arrasamento é de 1 m de profundidade e, cota de ponta de 15 m de profundidade em todas as estacas do projeto. Todos os blocos de coroamento, juntamente com o relatório da fundação (contendo dados sobre cada estaca, geometria do bloco e armadura necessária), estão no Anexo G.

Figura 17 – Vista superior do projeto de fundações em 3D

K Forte: CypeCAD (2019)



Figura 18 – Vista inferior do projeto de fundações em 3D

Fonte: CypeCAD (2019)

# 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados dos dimensionamentos dos blocos de coroamento e estacas hélice contínua.

Primeiramente é feita a previsão de capacidade de carga admissível pelos métodos supracitados no item 2.2. Em seguida, os dados obtidos foram inseridos no programa CypeCAD, o qual dimensionou (item 3.3) o bloco com base em normas e parâmetros introduzidos de acordo com a literatura (item 2.5).

Dentre eles, foram escolhidos para um cálculo mais aprofundado para carga e recalque em grupos os pilares P19 e P26, pois são os casos mais críticos em função do maior número de estacas.

A partir disso, foi possível o cálculo de capacidade de carga admissível e eficiência para grupos de estacas, seguido dos recalques de estacas isoladas e em grupos para os pilares P19 e P26.

## 5.1 Previsão da capacidade de carga

A Tabela 10 apresenta os valores obtidos no programa do Excel, item 3.1, para os métodos propostos e o caso de estudo.

	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
Resistência de ponta $(R_P)$	383 kN	94 kN	340  kN
Resistência lateral $(R_L)$	406 kN	880 kN	773 kN
Resistência total $(R_T)$	789 kN	974 kN	$1113 \mathrm{~kN}$
Resistência admissível $(R_{ADM})$	394 <b>*</b> kN	700 <b>**</b> kN	557* kN
Fator de segurança: *F.S. Global = 2,0 **F.S. lateral = 1,3 e F.S. pon	ta = 4,0		

Tabela 10 – Capacidade de carga admissível de uma estaca isolada

Fonte: Autor (2019)

De acordo com a tabela acima, o programa também gerou gráficos da profundidade versus a resistência lateral  $(R_L)$ , resistência de ponta $(R_P)$ , resistência total  $(R_T)$  e, por fim, resistência admissível  $(R_{ADM})$ .



Figura 19 – Gráficos da capacidade de carga de uma estaca

Pode-se observar que o método de Aoki e Velloso (1975) é o mais conservador, já o de Décourt e Quaresma (1978) é o maior dentre os três. A resistência admissível calculada pelo método de Teixeira (1996) foi a admitida para o restante dos cálculos, pois é quase a média entre o método de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Para as estacas dos blocos onde estão os pilares P19 e P26 foram usados os métodos do item 2.3 para capacidade de carga para grupos de estacas, onde o resultado obtido por Terzaghi e Peck (1948) é (Tabela 11):

N <sup>o</sup> de estacas [Pilar]	Capacidade de carga final do bloco $(\mathbf{P}_{\mathbf{B}})$		
3 [P26]	4022 kN		
4 [P19]	4811 kN		
Fonte: Autor (2019)			

Tabela 11 – Capacidade de carga para grupos por Terzaghi e Peck (1948)

Na implementação de Whitaker (1957), foi usada a resistência total (capacidade

de carga de ruptura) dada por Teixeira (1996) na Tabela 10. A partir dela são obtidos os valores de capacidade final de grupo e a respectiva eficiência para cada bloco de pilar (Tabela 12).

Tabela 12 – Capacidade de carga para grupos por Whitaker (1957)

${ m N^{o}~de~estacas~[Pilar]}$	Capacidade de carga final do grupo $(P_{\rm u})$	Eficiência do grupo
3 [P26]	$2569 \mathrm{~kN}$	76,9%
4 [P19]	3267 kN	73,4%
	Fonte: Autor $(2019)$	

Fonte: Autor (2019)

A perda de eficiência com o aumento de três para quatro estacas em um bloco é de 3,5% na carga final do grupo. Os valores de Whitaker (1957), comparado a Terzaghi e Peck (1948), são os menores na previsão de capacidade de carga final para grupos.

Para a norma ABNT NBR 6122:2010, como demonstrado no item 2.3.2, a capacidade de carga admissível para o bloco estaqueado não deve ser maior do que de uma sapata hipotética de mesmas dimensões do bloco calculada na camada suporte. A camada suporte adotada é para um  $N_{SPT}$  maior que 10 golpes, estando ela a 13 m de profundidade. Com base em Terzaghi (1943), Terzaghi e Peck (1967) e a abordagem de Vésic (1975) foi dimensionada uma sapata hipotética, obtendo a capacidade de carga admissível limitante para ruptura local (solos intermediários) na Tabela 13:

N° de estacas [Pilar]	Capacidade de carga admissível (Sapata hipotética)			
3 [P26]	2409 kN			
4 [P19]	2416 kN			
Fonte: Autor (2019)				

Tabela 13 – Capacidade de carga admissível para grupos pela norma NBR 6122:2010

Portanto, a carga admissível do bloco de três estacas (Pilar P26) e do bloco de quatro estacas (Pilar P19) serão os valores limitantes calculados pela ABNT NBR 6122:2010, pois, tanto os valores calculados por Terzaghi e Peck (1948) e Whitaker (1957) ultrapassam o valor estabelecido pela forma de cálculo da norma vigente.

## 5.2 Previsão do recalque em estacas isoladas e grupo de estacas

Por serem os pilares, P26 e P19, mais carregados com três e quatro estacas, respectivamente, os recalques nesses blocos são os maiores possíveis na execução do projeto e, portanto, devem ser calculados.

Começando pela previsão de recalque para estacas isoladas, a Tabela 14 apresenta as previsões de recalque correspondentes aos blocos sobre os quais atuam as cargas dos pilares P19 e P26. Para isso foi utilizado o método de Poulos e Davis (1980), item 2.4.

Recalque - Estaca isolada
3,26 mm
Fonte: Autor (2019)

Tabela 14 – Recalque em estaca isolada por Poulos e Davis (1980)

O resultado para uma estaca é satisfatório, pois demonstra que é mínimo o recalque para a estaca calculada isoladamente.

O método de Cintra e Aoki (2010) é iterativo, sendo necessário a divisão da estaca em camadas (Figura 20), assim como o solo da ponta da estaca também é divido em camada de 1 em 1 m até que o acréscimo de tensões fique próximo de zero. Os resultados calculados para estaca isolada são apresentados na Tabela 15.



Figura 20 – Diagrama de esforço normal da estaca

Tabela 15 – Recalque em estaca isolada por Cintra e Aoki (2010)

	Recalque - Estaca isolada			
	Encurtamento elástico	$\mathbf{Solo}$		
	$0,83 \mathrm{~mm}$	$18{,}48~\mathrm{mm}$		
Total	19,31 mm			
	Fonte: Autor $(2019)$			

Posteriormente, foi calculado o recalque para grupo de estacas pelos dois métodos supracitados, apenas o método Cintra e Aoki (2010) teve de ser adaptado por meio da implementação do "pilar equivalente" para que, em seu método, ao invés de se calcular apenas uma estaca, fosse calculado todo o grupo como um maciço, multiplicando a carga admissível pelo número que compõe cada grupo.

Os valores encontrados para o método de recalque de grupos de Poulos e Davis (1980), para os blocos com três e quatro estacas, a partir da capacidade de carga em cada

estaca adotada em projeto de 557 kN (calculada pelo método de Teixeira (1996)) foram de:

N° de estacas [Pilar]	$\mathbf{R}$ ecalque
3 [P26]	$5,\!37 \mathrm{~mm}$
4 [P19]	6,43 mm
Fonte: Autor (20	019)

Tabela 16 – Recalque para grupo de estacas por Poulos e Davis (1980)

O recalque, tanto para o bloco de coroamento com três, quanto o de quatro estacas, tem valores baixos, tendo uma variação de 5,37 mm para 6,43 mm com o aumento de uma estaca no grupo do bloco. Foram previsões próximas a estimativa para o bloco com apenas uma estaca, sendo o recalque dele de 3,26 mm.

E, por fim, pelo método de Cintra e Aoki (2010) para grupos, dado pela Tabela 17:

Tabela 17 – Recalque para grupo de estacas por Cintra e Aoki (2010)

Recalque - Grupo de estacas					
N° de estacas [Pilar]	3 [P26]		4 [P19]		
	Encurtamento elástico	$\mathbf{Solo}$	Encurtamento elástico So		
	0,21 mm	21,70 mm	0,21 mm	24,73 mm	
Total	21,91 mm		24,94 mm		
	Fonte: Au	tor (2019)			

Os recalques máximos foram obtidos por meio do método de Cintra e Aoki (2010). Observa-se que a previsão de recalque para grupo variou de 21,91 mm a 24,94 mm.

Como nesse último método o recalque foi considerável em relação ao calculado por Poulos e Davis (1980), foi feito o recalque diferencial entre blocos próximos, tomando como referência os blocos dos pilares P25 e P26 (Figura 21). O bloco do pilar P25 é análogo ao P19 (quatro estacas), por isso ele é tomado como exemplo para o cálculo do recalque diferencial com os mesmos valores calculados para o P19.



Figura 21 – Distância entre blocos (em metros)

Fonte: Autor (2019)

A distância l entre os blocos é de 5,65 m (5650 mm) e, com os recalques totais da Tabela 17, pode-se utilizar a Equação 5.1:

$$\beta = \frac{P25 - P26}{l} \tag{5.1}$$

Resultando em  $\beta = \frac{1}{1865}$ , onde, para a análise do recalque diferencial, é feita a comparação entre o valor obtido e o valor que consta na Figura 22.

Figura 22 – Limites de recalque diferencial específico em estruturas



Dessa forma, é possível afirmar que o recalque diferencial é muito baixo, não interferindo, se quer, na utilização de máquinas sensíveis a recalques no terreno.

## 6 Conclusão

Neste trabalho foram apresentados resultados das previsões de capacidade de carga e de recalque de uma fundação por estacas de edifício em Uberlândia, cujo solo da sondagem é composto basicamente por argila arenosa. Os resultados obtidos nas sondagens SPT, foram aplicados aos métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) para previsão de capacidade de carga de estacas isoladas. Aoki e Velloso (1975) foi o método mais conservador, com 394 kN, já Décourt e Quaresma (1978) foi o maior valor encontrado, 700 kN, porém a carga admissível utilizada foi a de Teixeira (1996), 557 kN, pois além de apresentar um valor que é quase a média entre os dois anteriores, é um método mais recente em vista dos outros.

Para os resultados da previsão de capacidade de carga em grupos, o método de Terzaghi e Peck (1948) obteve valores altos quando comparados aos outros métodos, sendo eles: 4022,53 kN, para três estacas e, 4811,190 kN, para quatro estacas. O método de Whitaker (1957) apresentou o valor de 2569,20 kN para o grupo com três estacas e 3267,65 kN para o grupo com quatro estacas, tendo uma eficiência para cada grupo de 76,9% e 73,4%, respectivamente. Do grupo de três estacas para o de quatro, podese observar a perda de 3,5% na eficiência do grupo. Whitaker (1957) foi o método que mais se aproximou da carga de ruptura convencionada. Os outros métodos apresentaram resultados satisfatórios, servindo como comparativo e auxiliando na escolha do resultado da capacidade de carga a ser utilizada, porém, na execução do edifício proposto, seria adotada a capacidade de carga admissível da norma ABNT NBR 6122:2010, com valores de: 2409,27 kN para grupo com três estacas e 2416,48 kN para o grupo com quatro estacas.

Para a previsão de recalque, foi aplicado o método de Poulos e Davis (1980) e o método de Cintra e Aoki (2010), com o auxílio da carga admissível do método de Teixeira (1996), onde foram calculadas as capacidades de carga por atrito lateral e na ponta da estaca metro a metro. Quanto à análise do recalque, o método de Poulos e Davis (1980) foi o mais conservador, se obtendo para a estaca isolada uma previsão de recalque de 3,26 mm, para o grupo com três estacas um recalque de 5,37 mm e para o grupo de quatro estacas 6,43 mm. O método de Cintra e Aoki (2010) possibilitou encontrar, por meio do diagrama de esforço normal da estaca, o valor de 19,31 mm para a estaca isolada, 21,91 mm para o grupo de três estacas e 24,94 mm para o grupo com quatro estacas. Esses valores, em comparação aos obtidos por Poulos e Davis (1980), são altos, tendo uma considerável diferença de 16,05 mm para a estaca isolada. Mas, mesmo assim, os resultados apresentados para a previsão de recalque possuem valores aceitáveis com base no cálculo do recalque diferencial, sendo que, apenas no método de Cintra e Aoki

(2010) a variação da previsão de recalque foi maior do que o esperado, pois como visto na previsão da capacidade de carga admissível, Aoki tende a ser mais conservador, já que ele desenvolveu seu método voltado para estacas cravadas, com as quais teve maior contato em sua vida profissional. Vale salientar que o conjunto formado por grupos de estacas interligados por vigas de travamento e a superfície do bloco de fundação permitem que o recalque atribuído ao grupo seja menor que o previsto pelos métodos estudados. Com isso, os valores propostos se distanciam da realidade que poderia ser vista *in loco*.

## Referências

AOKI, N. Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas. *Palestra proferida no Seminário de Fundações, Sociedade Mineira de Engenharia, Belo Horizonte,* 1979. Citado na página 45.

AOKI, N. Previsão da curva carga-recalque. *Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos*, 1984. Citado na página 47.

AOKI, N.; VELLOSO, D. D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, 1975. Citado 13 vezes nas páginas 9, 11, 19, 25, 26, 27, 28, 47, 49, 53, 58, 59 e 65.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. *Rio de Janeiro*, p. 1–66, 1988. Citado na página 54.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. *Rio de Janeiro*, p. 1–91, 2010. Citado 14 vezes nas páginas 15, 21, 23, 24, 31, 32, 33, 35, 38, 48, 50, 59, 60 e 65.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. *Rio de Janeiro*, p. 1–238, 2014. Citado 3 vezes nas páginas 48, 52 e 54.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. Annales de I.T.B.T.P.(230), 1967. Citado na página 52.

CALAVERA, J. Calculo de estructuras de cimentacion. Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones. 3ª Edição. Madrid, Espanha, 1991. Citado na página 48.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Carga admissível em fundações profundas. *São Carlos: EESC-USP*, p. 1–61, 1999. Citado na página 19.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, p. 1–61, 2010. Citado 18 vezes nas páginas 9, 11, 15, 25, 28, 29, 30, 33, 38, 44, 45, 46, 50, 60, 61, 62, 65 e 66.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT. *In: European Symposium on Penetrating Test*, v. 1, p. 29–34, 1982. Citado na página 28.

DÉCOURT, L. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: FUNDAÇÕES: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. Citado 2 vezes nas páginas 24 e 29.

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*, p. 45–54, 1978. Citado 10 vezes nas páginas 9, 11, 19, 29, 32, 49, 53, 58, 59 e 65.

FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. *São Paulo, Editora Pini Ltda*, 1994. Citado na página 48. GARCIA, J. R. Notas de Aula - Dimensionamento de fundações em estacas.pdf. Universidade Federal de Uberlândia - UFU, Uberlândia, 2019. Citado 2 vezes nas páginas 30 e 63.

GEOFIX. Estaca Hélice Contínua. Disponível em: <a href="http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php">http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php</a>. Acesso em 15 de junho de. 2019. Citado na página 24.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., 1963, Weisbaden, Germany. Proceedings... Weisbaden, v. 1, p. 19-25, 1963. Citado na página 47.

JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. 1. ed, São Paulo, PINI, p. 1–221, 2007. Citado na página 49.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. *Physics 7: 195*, 1936. Citado 2 vezes nas páginas 39 e 41.

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, v. 9, n. 41, p. 47–76, 2007. Citado na página 52.

NETO, O. F. et al. Previsão Da Capacidade de Carga e Recalque de Uma Fundação por Estacas Tipo Hélice Contínua. *Fundamentals to Applications in Geotechnics*, p. 1788–1795, 2015. Citado na página 19.

NÁPOLES NETO, A. D. F. História das fundações. In: HACHICH; FALCONI; SAES; FROTA; CARVALHO; NIYAMA (Eds). Fundações: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, p. 17–34, 1998. Citado na página 19.

OLIVEIRA, L. M. D. Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas. São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo, 2009. Citado na página 48.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Pile foundation analysis and design. 1. ed, Sydney, T. William Lambe et. al, p. 1–397, 1980. Citado 14 vezes nas páginas 9, 11, 15, 33, 34, 39, 40, 41, 49, 50, 60, 61, 62 e 65.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques Em Fundações Profundas – Análise Em Estacas Hélice Contínua. *REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 14, n. 1, p. 112–123, 2017. Citado na página 45.

RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 61–82, 1994. Citado 2 vezes nas páginas 33 e 34.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, v. 1, p. 33–50, 1996. Citado 11 vezes nas páginas 9, 11, 30, 31, 32, 49, 53, 58, 59, 62 e 65.

TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. *New York: Wiley*, 1943. Citado 3 vezes nas páginas 35, 36 e 59.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, New York, 1948. Citado 9 vezes nas páginas 9, 11, 15, 34, 49, 50, 59, 60 e 65.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. *New York: Wiley*, 1967. Citado 3 vezes nas páginas 35, 36 e 59.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. Fundações : critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. *São Paulo: Oficina de Textos*, p. 1–568, 2010. Citado 11 vezes nas páginas 19, 22, 24, 31, 33, 39, 40, 41, 42, 43 e 44.

VÉSIC, A. S. Principles of pile foundation design. Soil Mechanics Series, n. 38, School of Engineering, Duke University, 1975. Citado 4 vezes nas páginas 35, 36, 37 e 59.

WHITAKER, T. Experiments with Model Piles in Groups. *Geot*, v. 7, p. 147–167, 1957. Citado 8 vezes nas páginas 9, 11, 15, 34, 49, 59, 60 e 65.
# Anexos

# ANEXO A – Programa no excel de Garcia (2019)

			CÁLCULO	CAPA		de de ui	MA ES	STACA			
Prof.(m)	Nspt Tipo de solo	TIPO	DE ESTACA: F-Hélice Contínua							R	ESULTADOS
		Seção C	icular		Aoki-Vell	oso (1975)		Décourt-Qua	resma (1978)	Tei	xeira (1996)
1		Diâmetro	o da seção:		r <sub>p</sub> =	#N/D		r <sub>p</sub> =	#N/D	r <sub>p</sub> =	#N/D
2		OU INF	ORME:		r1 =	#DIV/0!		r, =	#DIV/0!	r, =	#DIV/0!
3		Perímetro	o da seção:								
-4		Área	a da seção:		R <sub>p</sub> =	#N/D		R <sub>p</sub> =	#N/D	R <sub>p</sub> =	#N/D
5					R <sub>L</sub> =	#DIV/0!		R <sub>L</sub> =	#N/D	R <sub>L</sub> =	#N/D
6		Cota de ari	asamento: 0,00 m							,	
7		Cot	a de ponta:		R <sub>T</sub> =	#N/D		R <sub>T</sub> =	#N/D	R <sub>T</sub> =	#N/D
		Compr.	de calculo: 0,00 m			46170			444 / 12		461 / D
10			Gráfico de NSPT		ADM =	#N/D		NADM =	#14/12	R <sub>ADM</sub> =	any D
11		0		F.S.g	jlobal =	2,0	F	.S.lateral =	1,3	F.S.global =	2,0
12		0						F.S.ponta =	4		
15		2			anadida	ada da caraa		· · ·		Cana	cidade de carga
14		4			Aoki-Ve	alloso (1975)		Capacida Dácourt Ou	de de carga	capa	Teixeira (1996)
15		-		0	1	1	1	n 1	areang (rava)	0	1 1 2
17		6		0 -	1	1	-	0	1 2	0	
18		8		2		Lateral		2	= = - Lateral	2	Lateral
19		10				Ponta			Total	-	······ Ponta
20				4				4	Radm	4	Radm
21		12		6				6		b	
22		14		8				8		8	
23		16		10				10		10	
24		10		12			- 12	12		12	
26		10		14				14		14	
27		20		16			1 8	16		16	
28		Ē 22 —		18				18		18	
29		PR 24		20				20		- 20	
30		piur oc		£			E,			£ ,,,	
31		20 Zb		ade			ade	22		0 22	
32		28		piu 24			piur.	24		0 24	
34		30		ljoz			rofi	26		¥0 26	
35		22		28				28		28	
36		32		30			- 3	30		30	
37		34		32				32		32	
38		36		34				34		34	
39		38		36				36		36	
40				20			1	0.00		38	
41		40		50			Area do	Gratico		40	
43		42		40				10		40	
44		44		42			· · ·	42		42	
.45		46		44				44		44	
.46		40		46				46		46	
.47		48		48				48		48	
48		50		50				50		50	
49										J	ean R. Garcia - jean.garcia⊚ufu.br

# ANEXO B – Tabela de Joppert Junior (2007)

5		Módulo de		ecífico (g)	Ângulo	Coesão	
Tipo de solo	Faixa de STP	elasticidade (t/m²)	Natural (t/m³)	Saturado (t/m³)	atrito efetivo (f)	efetiva (tf/m²)	
Areia pouco	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-	
siltosa / pouco argilosa	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-	
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	_	
	19 -41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-	
	≥ 41	16000 -20000	2,0	2,1	-38°	_	
Areia média e	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0	
fina muito — — argilosa	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5	
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75	
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0	
Argila porosa	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75	
vermelha e amarela	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5	
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0	
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0	
Argila siltosa	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75	
pouco arenosa (terciário)	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5	
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0	
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0	
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0	
	≥ 30	10000- 15000	2,0	2,0	25°	5,0	
Argila arenosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0	
pouco siltosa	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0	
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5	
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0	
	≥_20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5	
Turfa / argila	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5	
orgânica (guaternário)	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0	
Silte arenoso	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5	
oouco argiloso	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0	
(residual)	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0	
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0	

• fundações e contenções de edifícios • ivan joppert jr. •

99

ANEXO C – Relatório de dados da obra

### ÍNDICE

1	NORMAS CONSIDERADAS	2
2	ESTADOS LIMITES	2
3	SITUAÇÕES DE PROJETO 3.1 Coeficientes parciais de segurança (γ) e coeficientes de combinação (ψ) 3.2 Combinações	2 2 3
4	DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS	5
5	DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS 5.1 Pilares	5 5
6	DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO	6
7	RELATÓRIO DE PANOS	9
8	MATERIAIS UTILIZADOS. 8.1 Concretos. 8.2 Aços por elemento. 8.2.1 Aços em barras. 8.2.2 Aços em perfis.	9 9 10 10 10





Estrutural do TCC

### **1.- NORMAS CONSIDERADAS**

Concreto: ABNT NBR 6118:2014 Aços dobrados: AISI Aços laminados e soldados: NBR8800 **Categoria de uso:** Edificações residenciais

### 2.- ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Util Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

### **3.- SITUAÇÕES DE PROJETO**

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

### - Com coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \boldsymbol{G}_{kj} + \gamma_{P} \boldsymbol{P}_{k} + \gamma_{Q1} \boldsymbol{\Psi}_{p1} \boldsymbol{Q}_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Oi} \boldsymbol{\Psi}_{ai} \boldsymbol{Q}_{ki}$$

- Sem coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{P} P_{k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Oi} Q_{ki}$$

- Onde:

- G<sub>k</sub> Ação permanente
- P<sub>k</sub> Acção de pré-esforço
- Q<sub>k</sub> Ação variável
- $\gamma_{G}$  Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
- γ<sub>P</sub> Coeficiente parcial de segurança da acção de pré-esforço
- $\gamma_{{\tt Q},{\tt i}}$  Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
- $\gamma_{\text{Q}^{i}}$  Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
- $\psi_{\text{p,i}}$  Coeficiente de combinação da ação variável principal
- $\psi_{a,i}\,$  Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

### 3.1.- Coeficientes parciais de segurança ( $\gamma$ ) e coeficientes de combinação ( $\psi$ )

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

### E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

### E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014



Situação 1								
	Coeficientes parc	iais de segurança (γ)	Coeficientes de combinação ( $\psi$ )					
	Favorável	Desfavorável	Principal ( $\psi_{P}$ )	Acompanhamento ( $\psi_a$ )				
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-				
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500				
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600				

### E.L.Util Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1									
	Coeficientes parc	iais de segurança (γ)	Coeficientes de combinação ( $\psi$ )						
	Favorável	Desfavorável	Principal ( $\psi_P$ )	Acompanhamento ( $\psi_a$ )					
Permanente (G)	1.000	1.000	-	-					
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.400	0.300					
Vento (Q)	0.000	1.000	0.300	0.000					

### Tensões sobre o terreno

Ações variáveis sem sismo								
	Coeficientes parciais de segurança (y)							
	Favorável	Desfavorável						
Permanente (G)	1.000	1.000						
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000						
Vento (Q)	0.000	1.000						

#### Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo								
	Coeficientes parciais de segurança (y)							
	Favorável	Desfavorável						
Permanente (G)	1.000	1.000						
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000						
Vento (Q)	0.000	1.000						

### 3.2.- Combinações

### • Nomes das ações

- PP Peso próprio
- CP Cargas permanentes
- Qa Sobrecarga
- V(+X) Vento +X
- V(-X) Vento -X
- V(+Y) Vento +Y
- V(-Y) Vento -Y



Estrutural do TCC

Data: 22/06/19

### • E.L.U. Concreto

• E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	СР	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.400	1.400					
3	1.000	1.000	1.400				
4	1.400	1.400	1.400				
5	1.000	1.000		1.400			
6	1.400	1.400		1.400			
7	1.000	1.000	0.700	1.400			
8	1.400	1.400	0.700	1.400			
9	1.000	1.000	1.400	0.840			
10	1.400	1.400	1.400	0.840			
11	1.000	1.000			1.400		
12	1.400	1.400			1.400		
13	1.000	1.000	0.700		1.400		
14	1.400	1.400	0.700		1.400		
15	1.000	1.000	1.400		0.840		
16	1.400	1.400	1.400		0.840		
17	1.000	1.000				1.400	
18	1.400	1.400				1.400	
19	1.000	1.000	0.700			1.400	
20	1.400	1.400	0.700			1.400	
21	1.000	1.000	1.400			0.840	
22	1.400	1.400	1.400			0.840	
23	1.000	1.000					1.400
24	1.400	1.400					1.400
25	1.000	1.000	0.700				1.400
26	1.400	1.400	0.700				1.400
27	1.000	1.000	1.400				0.840
28	1.400	1.400	1.400				0.840

### • E.L.Util Fissuração. Concreto

Comb.	PP	СР	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	0.400				
3	1.000	1.000		0.300			
4	1.000	1.000	0.300	0.300			
5	1.000	1.000			0.300		
6	1.000	1.000	0.300		0.300		
7	1.000	1.000				0.300	
8	1.000	1.000	0.300			0.300	
9	1.000	1.000					0.300
10	1.000	1.000	0.300				0.300



Data: 22/06/19

#### Tensões sobre o terreno

### Deslocamentos

Comb.	PP	СР	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	1.000				
3	1.000	1.000		1.000			
4	1.000	1.000	1.000	1.000			
5	1.000	1.000			1.000		
6	1.000	1.000	1.000		1.000		
7	1.000	1.000				1.000	
8	1.000	1.000	1.000			1.000	
9	1.000	1.000					1.000
10	1.000	1.000	1.000				1.000

## 4.- DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
8	Cobertura	8	Cobertura	3.00	24.00
7	6º Andar	7	6º Andar	3.00	21.00
6	5º Andar	6	5º Andar	3.00	18.00
5	4º Andar	5	4º Andar	3.00	15.00
4	3º Andar	4	3º Andar	3.00	12.00
3	2º Andar	3	2º Andar	3.00	9.00
2	1º Andar	2	1º Andar	3.00	6.00
1	Térreo	1	Térreo	4.00	3.00
0	Fundação				-1.00

## 5.- DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

### 5.1.- Pilares

GI: grupo inicial GF: grupo final Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

	Dados dos pilares									
Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio				
P1	( 1.95, 21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. esq.	0.90				
P2	( 4.83, 21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.90				
Р3	( 8.55, 21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. dir.	0.90				
P4	(15.79,21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. esq.	0.90				
P5	(19.51,21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.90				
P6	(22.39,21.10)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. dir.	0.90				
P7	( 1.95, 15.77)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.90				
P8	( 4.83, 15.77)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90				
Р9	(10.33, 16.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.90				



Estrutural do TCC

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P10	(12.17, 16.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.90
P11	(14.01, 16.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.90
P12	(19.51, 15.77)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P13	(22.39, 15.77)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.90
P14	( 10.33, 13.82)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P15	(14.01,13.82)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P16	(10.33, 12.07)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P17	(14.01,12.07)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P18	( 1.95, 10.55)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P19	( 4.83, 10.55)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P20	(19.51,10.55)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P21	(22.39, 10.55)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P22	(10.48, 8.53)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P23	(13.87, 8.53)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P24	( 1.95, 4.07)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.90
P25	( 4.83, 4.07)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P26	(10.48, 3.85)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.90
P27	(13.87, 3.85)	0-8	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.90
P28	(19.51, 4.07)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.90
P29	(22.39, 4.07)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.90
P30	( 1.95, -0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.90
P31	( 4.83, -0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.90
P32	( 8.55, 0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. dir.	0.90
P33	(15.79,-0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.90
P34	(19.51,-0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.90
P35	(22.39,-0.00)	0-7	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. dir.	0.90

# 6.- DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

	P1, P2, P6, P9, P13, P24, P29									
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiente de ricidar eviel				
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coencience de rigidez axia				
7	20x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00				
6	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
5	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
4	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
3	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
2	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
1	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				

	P3								
Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Cooficiente de rigidaz eviel			
		Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y				
7	45x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00			
6	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			



Estrutural do TCC

	P3									
Dico	Dimensões	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Cooficiente de rigidar avial				
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	coencience de lígidez axia				
5	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
4	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
3	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
2	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
1	45x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				

	P4, P5, P31, P32, P33, P34								
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiento de rigidaz eviel			
PISU	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coefficience de rigidez axiai			
7	50x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00			
6	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
5	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
4	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
3	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
2	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
1	50x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			

	P7									
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiento do rigidor avial				
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coefficience de rigidez axiai				
7	20x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00				
6	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
5	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
4	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
3	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
2	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
1	20x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				

	P8, P12, P25, P28									
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiente de visider eviel				
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coencience de rigidez axiai				
7	20x65	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00				
6	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
5	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
4	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
3	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
2	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				
1	20x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				

	P10									
Piso Dimenso (cm)	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiente de rigidar avial				
	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y					
7	15x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00				
6	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00				



Estrutural do TCC

	P10								
Piso	Dimensões	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Conficiente de rigidar avial			
	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coefficience de rigidez axiai			
5	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
4	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
3	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
2	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
1	15x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			

	P11								
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Cooficiento de rigidaz eviel			
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y				
7	20x55	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00			
6	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
5	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
4	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
3	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
2	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
1	20x55	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			

P14, P15, P16, P17, P22, P23, P26, P27									
Dico	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente d	e flambagem	Confiniente de visidos evial			
PISO	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coenciente de rigidez axiai			
8	20x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00			
7	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
6	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
5	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
4	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
3	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
2	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			
1	20x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00			

	P18, P21							
Piso	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente de flambagem				
	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coefficiente de lígidez axiai		
7	60x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00		
6	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
5	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
4	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
3	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
2	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
1	60x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		



Estrutural do TCC

	P19, P20							
Piso	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente de flambagem				
	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coencience de rigidez axiai		
7	70x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00		
6	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
5	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
4	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
3	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
2	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
1	70x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		

	P30, P35							
Piso	Dimensões	Coeficiente de	engastamento	Coeficiente de flambagem		Confiniente de rigidar avial		
	(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	Х	Y	Coefficience de lígidez axiai		
7	50x15	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00		
6	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
5	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
4	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
3	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
2	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		
1	50x15	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00		

# 7.- RELATÓRIO DE PANOS

Nervuradas consideradas

Nome	Descrição				
ATEX 600_15-20N6	Brasil ATEX 600_15, altura: 20, largura da nervura:6, espessura da lámina:5. Molde recuperável Peso próprio: 2.18 kN/m <sup>2</sup> Altura: 20 cm Camada de compressão: 5 cm Entre-eixos: 60 cm Largura da nervura: 6 cm				

## **8.- MATERIAIS UTILIZADOS**

### 8.1.- Concretos

		f		Agregado		E
Elemento	Concreto	(MPa)	γς	Natureza	Tamanho máximo (mm)	⊂ (MPa)
Todos	C35, usina.rigor	35	1.30	Calcário	19	26463



### **8.2.-** Aços por elemento

### 8.2.1.- Aços em barras

Elemento	Aço	f <sub>yk</sub> (MPa)	γs
Todos	CA-50 e CA-60	500 a 600	1.15

#### 8.2.2.- Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Aço dobrado	A-36	250	205
Aço laminado	A-36	250	206

ANEXO D – Relatório de sondagem SPT













# ANEXO E – Planta do edifício modelo



ANEXO F – Verificações e plantas dos blocos dos pilares P6 (uma estaca), P13 (duas estacas), P26 (três estacas) e P19 (quatro estacas)

### ÍNDICE

1	ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO	2
2	ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS	2
3	ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS	2
4	COBRIMENTO	2
5	TIRANTES	3
6	CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA	3

### **1.- ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO**

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

90.0 cm ≥ 20.0 cm 🗸

Espessura média do bloco : 90.0 cm

### 2.- ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 22.8 mm
   Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 19.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	12.5	183.1	$\checkmark$
Estribos yz	12.5	183.1	$\checkmark$
Estribos xy	12.5	186.9	$\checkmark$

### 3.- ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

### 12.5 mm ≥ 5.0 mm 🗸

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	12.5	$\checkmark$
Estribos yz	12.5	$\checkmark$
Estribos xy	12.5	$\checkmark$

### 4.- COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para  $\Delta c = 10 \text{ mm}$  (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

### 40.0 mm ≥ 30.0 mm √

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA II

#### Cobrimento nominal 1 30.0 mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	$\checkmark$
Superior	40.0	$\checkmark$
Lateral	40.0	$\checkmark$

### Verificações P6

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a)  $c_{nom} \ge \phi barra$ 

40.0 mm ≥ 12.5 mm 🗸

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a)  $d_{max} \leq 1, 2 c_{nom}$ 

19.0 mm ≤ 48.0 mm **√** 

### **5.- TIRANTES**

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações  $1.4 \cdot PP + 1.4 \cdot CP + 1.4 \cdot Qa + 0.84 \cdot V(+X)$ .

$$A_s \cdot f_{yd} \ge T$$

### 320.09 kN ≥ 103.81 kN 🗸

T : 103.81 kN

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b  $\leq$  Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

 $\mathsf{T} = \frac{1}{4} \frac{\mathsf{b} - \mathsf{a}}{\mathsf{b}} \cdot \mathsf{F}$ 

F	:	692.04	kN
Dimensão do pilar	:	200.0	mm
Dimensão da estaca	:	500.0	mm
b	:	500.0	mm
а	:	200.0	mm
Altura do bloco	:	900.0	mm
h	:	500.0	mm

### 6.- CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

Capacidade admissível da estaca ≥ Carga não majorada

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (kN)	Carga não majorada (kN)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP+CP+Qa+V(+X)	557.00	534.99	$\checkmark$



Estacas: D500



### ÍNDICE

1	ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO	2
2	CONCEITUAÇÃO	2
3	ARMADURA DE SUSPENSÃO	2
4	ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS	2
5	ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS	3
6	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	3
7	COBRIMENTO	3
8	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO	4
9	ÂNGULO DE INCLINAÇÃO	5
10	TIRANTES	6
11	BIELAS DE COMPRESSÃO	7
12	CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA	7
13	ARMADURA LATERAL E SUPERIOR	8

### **1.- ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO**

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

900.0 mm ≥ 600.0 mm √

Espessura média do bloco : 90.0 cm

### 2.- CONCEITUAÇÃO

 $h \ge (a - a_p)/3$ 

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.1).

22.6.1 - Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

Onde:	
<b>h</b> : Altura da sapata.	<b>h</b> : <i>900.0</i> mm
<ul> <li>a: Dimensão da sapata em uma determinada direção.</li> </ul>	<b>a</b> : <i>2300.0</i> mm
a,: Dimensão do pilar na mesma direção.	<b>a</b> ₂ : <i>500.0</i> mm

### 3.- ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada. (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3). Se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3).

3

	Espaçamento	:	1500.0	mm
vezes	o diâmetro da estaca	:	1500.0	mm
	Diâmetro da estaca	:	500.0	mm

### 4.- ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 22.8 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 19.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga - Armadura inferior	20.0	92.5	$\checkmark$
Viga - Armadura superior	12.5	215.0	$\checkmark$
Viga - Estribos horizontais	12.5	146.3	$\checkmark$
Viga - Estribos verticais	12.5	54.2	$\checkmark$
#### **5.- ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS**

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

## 12.5 mm ≥ 5.0 mm 🗸

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Viga - Estribos horizontais	12.5	$\checkmark$
Viga - Estribos verticais	12.5	$\checkmark$

### 6.- ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2).

## 956.26 kN ≥ 278.65 kN 🗸

Armadura adicional		:	2199.4	mm²
Esforços totais		:	1393.24	kN
	$\mathbf{f}_{yd}$	:	434.78	Мра

**f**<sub>yd</sub>: Tensão de escoamento de cálculo.

## 7.- COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para  $\Delta c = 10 \text{ mm}$  (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

## 40.0 mm ≥ 30.0 mm 🗸

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA II

Cobrimento nominal : 30.0 mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	$\checkmark$
Superior	40.0	$\checkmark$
Lateral	40.0	$\checkmark$

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

52.5 mm ≥ 20.0 mm 🗸

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) 
$$d_{max} \leq 1, 2 c_{nom}$$

19.0 mm ≤ 48.0 mm 🗸

## 8.- COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO



As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por (ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5):  $l_{b,disp} \ge l_{b,nec}$  597.5 mm  $\ge$  303.9 mm  $\checkmark$ 

Onde:

l₀ é

$$I_{b,nec} = \alpha \cdot I_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \ge I_{b,min} \qquad \qquad I_{b,nec} : 303.9 \text{ mm}$$

 $\alpha$  = 1 para barras sem gancho.

 $\alpha$  = 0.7 para barras tracionadas com gancho, con cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq$  30

	α	:	0.7	
calculado conforme 9.4.2.4:				
$I_{b} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \ge 25 \cdot \phi$		I <sub>b</sub> :	558.8	mm
Ø: Diâmetro da barra ancorada.		<b>Ø</b> :	20.0	mm
<b>f</b> <sub>vd</sub> : Tensão de escoamento de cálculo.		f <sub>yd</sub> :	434.78	MPa
$\mathbf{f}_{bd}$ : Resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2014, 9.3.2.1):	Э	f <sub>bd</sub> :	3.89	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$				
$\eta_1 = 1.0$ para barras lisas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 1.4$ para barras entalhadas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 2.25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3).				
	$\eta_1$	:	2.25	
$\eta_2 = 1.0$ para situações de boa aderência (ver 9.3.1). $\eta_2 = 0.7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1).				
	$\eta_2$	:	1.0	
η₃ = 1.0 para Ø < 32 mm. η₃ = (132 - Ø)/100 , para Ø≥ 32 mm.				
	$\eta_3$	:	1.0	
f <sub>ctd</sub> : Resistência à tração do concreto.		f <sub>ctd</sub> :	1.73	МРа

Página 4 - 8

f			
$f_{ctd} = \frac{r_{ctk,inf}}{\gamma_c}$			
$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$	<b>f</b> <sub>ctk,inf</sub> :	2.25	
<ul> <li>f<sub>ctm</sub>: Resistencia média a tração do concreto.</li> <li>- para concretos de classes até C50:</li> </ul>	f <sub>ct,m</sub> 🚦	3.21	MPa
$\mathbf{f}_{ct,m} = 0.3 \cdot \mathbf{f}_{ck}^{23}$			
<ul> <li>para concreto de classes de C55 até C90:</li> </ul>			
$f_{ct,m} = 2.12 \cdot ln \big( 1 + 0.11 \cdot f_{ck} \big)$			
<b>f</b> <sub>ck</sub> : Resistência característica à compressão do			
concreto.	f <sub>ck</sub> ∶	35.00	MPa
γ.: Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.	γ. :	1.3	
$A_{s,calc}$	:	1708.4	mm²
$A_{s,ef}$	:	2199.4	mm²
I <sub>b,min</sub> : Maior valor entre 0,3 I₀, 10Ø e 100 mm.	I <sub>b,min</sub> :	200.0	MPa

1 - 2	20.0	558.8	597.5	303.9	$\checkmark$
Tirante	Ø (mm)	l₅ (mm)	l <sub>b,disp</sub> (mm)	I <sub>b,пес</sub> (mm)	Passa

## 9.- ÂNGULO DE INCLINAÇÃO



As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0.57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.1).

	5	<b>`</b>	,	,
$0.57 \le tg\theta$				0.57 ≤ 0.88 √
Onde:				

θ: Ãngulo de inclinação.

θ : 41.34 °

## Verificações P13

Biela	θ (°)	tgθ	Passa
3 - 1	41.34	0.88	$\checkmark$
3 - 2	45.12	1.00	$\checkmark$

### **10.- TIRANTES**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

A<sub>s</sub>: Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

**f**<sub>vd</sub>: Tensão de escoamento de cálculo.

**R**<sub>sd</sub>: Força de tração de cálculo na armadura.

$$A_{s} \cdot f_{yd} ≥ R_{sd}$$
 956.26 kN ≥ 742.80 kN  $\checkmark$ 

Onde:

1

**A**<sub>s</sub> : 2199,4 mm<sup>2</sup> **f**<sub>yd</sub> : 434.78 MPa

**R**<sub>sd</sub> : 742.80 kN

Tirante	A₅ (mm²)	f <sub>yd</sub> (MPa)	R₅d (kN)	η	Passa
1 - 2	2199.4	434.78	742.80	0.777	$\checkmark$

## **11.- BIELAS DE COMPRESSÃO**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3). A  $\cdot$  f  $_{n} \ge R$ .

C Cd	$2223.34$ KM $\geq 1013.24$ KM $\vee$
Onde:	
<b>R</b> ₅d: Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente po de compressão. <b>A</b> ₅: Área da seção transversal de concreto.	r bielas <b>R</b> <sub>cd</sub> : <u>1019.24</u> kN <b>A</b> <sub>c</sub> : <u>133769.7</u> mm <sup>2</sup>
$\mathbf{f}_{cd3}$ : Bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2). $\mathbf{f}_{cd3} = 0.72 \cdot \alpha_{v2} \cdot \mathbf{f}_{cd}$	<b>f</b> <sub>cd3</sub> : 16.67 MPa
$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck}/250\right)$	α <sub>v2</sub> : 0.86
<b>f</b> <sub>ct</sub> : Resistência de cálculo à compressão do concreto.	<b>f</b> <sub>cd</sub> : <u>26.92</u> MPa
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	
<b>f</b> <sub>ck</sub> : Resistência característica à compressão do concreto.	<b>f</b> <sub>сk</sub> : <i>35.00</i> МРа
γ <sub>e</sub> : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto	$\gamma_{\rm c}$ : 1.3

Biela	A₀ (mm²)	A₅·f <sub>cd3</sub> (kN)	R <sub>cd</sub> (kN)	η	Passa
3 - 1	133769.7	2229.94	1019.24	0.457	$\checkmark$
3 - 2	133502.6	2225.49	1017.45	0.457	$\checkmark$

## **12.- CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA**

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

Capacidade admissível da estaca  $\geq$  Carga não majorada

## Verificações P13

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (kN)	Carga não majorada (kN)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP+CP+Qa+V(-Y)	557.00	533.80	$\checkmark$

#### **13.- ARMADURA LATERAL E SUPERIOR**

Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.5).





## ÍNDICE

1	ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO	2
2	CONCEITUAÇÃO	2
3	ARMADURA DE SUSPENSÃO	2
4	ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS	2
5	ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS	3
6	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	3
7	COBRIMENTO	3
8	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO	4
9	ÂNGULO DE INCLINAÇÃO	5
10	TIRANTES	6
11	BIELAS DE COMPRESSÃO	7
12	CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA	7

## **1.- ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO**

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

900.0 mm ≥ 633.0 mm √

Espessura média do bloco : 90.0 cm

## 2.- CONCEITUAÇÃO

 $h \ge (a - a_p)/3$ 

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.1).

22.6.1 - Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

Onde:	
<b>h</b> : Altura da sapata.	<b>h</b> : <i>900.0</i> mm
<ul> <li>a: Dimensão da sapata em uma determinada direção.</li> </ul>	<b>a</b> : <i>2099.0</i> mm
<b>a</b> ,: Dimensão do pilar na mesma direção.	<b>a</b> <sub>₽</sub> : <i>200.0</i> mm

### 3.- ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada. (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3). Se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3).

3

	Espaçamento	:	1500.0	mm
vezes d	o diâmetro da estaca	:	1500.0	mm
	Diâmetro da estaca	:	500.0	mm

## 4.- ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 22.8 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 19.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga lateral - Armadura inferior	16.0	98.6	$\checkmark$
Malha superior - Barras paralelas X	12.5	187.5	$\checkmark$
Malha superior - Barras paralelas Y	12.5	187.5	$\checkmark$
Malha inferior - Barras paralelas X	16.0	284.0	$\checkmark$
Malha inferior - Barras paralelas Y	12.5	287.5	$\checkmark$
Armadura perimetral	10.0	238.8	$\checkmark$

#### **5.- ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS**

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

## 10.0 mm ≥ 5.0 mm √

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Armadura perimetral	10.0	$\checkmark$

#### 6.- ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2).

## 426.78 kN ≥ 375.66 kN 🗸

Armadura adicional 1 Esforcos totais **f**<sub>yd</sub>: *434.78* Mpa

mm<sup>2</sup> 981.6 : 1878.28 kN

f<sub>vd</sub>: Tensão de escoamento de cálculo.

Seção	Armadura adicional (mm²)	Esforços totais (kN)	f <sub>yd</sub> (Mpa)	Passa
Corte Y-Y	1407.7	1878.28	434.78	$\checkmark$
Corte X-X	981.6	1878.28	434.78	$\checkmark$

## 7.- COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (cmin) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal  $(c_{nom})$ , que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para ∆c = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).



Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA II

Cobrimento nominal : 30.0 mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	$\checkmark$
Superior	40.0	$\checkmark$
Lateral	40.0	$\checkmark$

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) 
$$c_{nom} \ge \phi barra$$

40.0 mm ≥ 16.0 mm 🗸

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) 
$$d_{max} \leq 1,2 c_{nom}$$

19.0 mm ≤ 48.0 mm √

## 8.- COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO



As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por (ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5):  $l_{b,disp} \ge l_{b,nec}$  495.5 mm  $\ge$  275.8 mm  $\checkmark$ 

Onde:

$$\mathbf{I}_{b,nec} = \alpha \cdot \mathbf{I}_{b} \cdot \frac{\mathbf{A}_{s,calc}}{\mathbf{A}_{s,ef}} \ge \mathbf{I}_{b,min} \qquad \qquad \mathbf{I}_{b,nec} : 275.8 \text{ mm}$$

 $\alpha$  = 1 para barras sem gancho.

 $\alpha$  = 0.7 para barras tracionadas com gancho, con cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq$  30

	x	:	0.7	
I <sub>b</sub> é calculado conforme 9.4.2.4:				
$I_{b} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \ge 25 \cdot \phi$	۱ <sub>ь</sub>	:	447.1	mm
Ø: Diâmetro da barra ancorada.	ø	:	16.0	mm
<b>f<sub>yd</sub>:</b> Tensão de escoamento de cálculo.	<b>f</b> yd	:	434.78	MPa
$\mathbf{f}_{bd}$ : Resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2014, 9.3.2.1):	f <sub>bd</sub>	:	3.89	MPa
$\mathbf{f}_{bd} = \boldsymbol{\eta}_1 \cdot \boldsymbol{\eta}_2 \cdot \boldsymbol{\eta}_3 \cdot \mathbf{f}_{ctd}$				
$\eta_1 = 1.0$ para barras lisas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 1.4$ para barras entalhadas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 2.25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3).				
η	1		2.25	
$\eta_2 = 1.0$ para situações de boa aderência (ver 9.3.1). $\eta_2 = 0.7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1).				
η	2	:	1.0	
η₃ = 1.0 para Ø < 32 mm. η₃ = (132 - Ø)/100 , para Ø≥ 32 mm.				
η	3	:	1.0	
f <sub>ctd</sub> : Resistência à tração do concreto.	<b>f</b> <sub>ctd</sub>	:	1.73	MPa

Página 4 - 8

$\mathbf{f}_{ctd} = \frac{\mathbf{f}_{ctk,inf}}{\gamma_{c}}$			
$f_{\text{ctk,inf}} = 0.7 \cdot f_{\text{ct,m}}$	<b>f</b> <sub>ctk,inf</sub> :	2.25	
f <sub>ct.m</sub> : Resistencia média a tração do concreto. - para concretos de classes até C50:	<b>f</b> <sub>ct,m</sub> :	3.21	МРа
$\mathbf{f}_{ct,m} = 0_* 3 \cdot \mathbf{f}_{ck}^{2/3}$			
<ul> <li>para concreto de classes de C55 até C90:</li> </ul>			
$f_{ct,m} = 2.12 \cdot ln \big( 1 + 0.11 \cdot f_{ck} \big)$			
$\mathbf{f}_{ck}$ : Resistência característica à compressão do			
concreto.	f <sub>ck</sub> ∶	35.00	MPa
γ.: Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.	γ <sub>c</sub> :	1.3	
A <sub>s,calc</sub>	:	1063.5	mm²
$A_{s,ef}$	:	1206.6	mm²
l <sub>b,min</sub> : Maior valor entre 0,3 l <sub>b</sub> , 10Ø e 100 mm.	1 <sub>b,min</sub> :	160.0	МРа

Tirante	Ø (mm)	l₅ (mm)	l <sub>b,disp</sub> (mm)	I <sub>b,nec</sub> (mm)	Passa
1 - 2	16.0	447.1	495.5	262.8	$\checkmark$
2 - 3	16.0	447.1	495.5	275.8	$\checkmark$
3 - 1	16.0	447.1	495.5	271.4	$\checkmark$

## 9.- ÂNGULO DE INCLINAÇÃO



As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0.57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.1).

0.57 ≤ 0.77 🗸

Onde:

 $0.57 \le tg\theta$ 

θ: Ãngulo de inclinação.

θ : 37.73 °

Página 5 - 8

## Verificações P26

Biela	θ (°)	tgθ	Passa
4 - 1	39.61	0.83	$\checkmark$
4 - 2	38.48	0.79	$\checkmark$
4 - 3	37.73	0.77	$\checkmark$

#### **10.- TIRANTES**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$$\mathsf{A}_{\mathsf{s}} \cdot \mathsf{f}_{\mathsf{yd}} \geq \mathsf{R}_{\mathsf{Sd}}$$

524.61 kN ≥ 462.38 kN 🗸

As: 1206.6 mm<sup>2</sup>

**f**<sub>yd</sub> : 434,78 MPa

**R**<sub>sd</sub>: 462.38 kN

Onde:

As: Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

**f**<sub>vd</sub>: Tensão de escoamento de cálculo.

**R**<sub>sd</sub>: Força de tração de cálculo na armadura.

Tirante	A₅ (mm²)	f <sub>уd</sub> (MPa)	R <sub>sd</sub> (kN)	η	Passa
1 - 2	1206.6	434.78	440.51	0.840	$\checkmark$
2 - 3	1206.6	434.78	462.38	0.881	$\checkmark$
3 - 1	1206.6	434.78	455.00	0.867	$\checkmark$

## **11.- BIELAS DE COMPRESSÃO**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3). /

$A_{1} \cdot f_{1} \ge R_{1}$	1707.15 kN > 1022.11 kN •
r c lcd2 ⊆ r cd	1707.15 KN 2 1022.11 KN

<u> </u>	
()ndo:	
unde.	

$\mathbf{R}_{cd}$ : Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas			
de compressão.	R <sub>cd</sub>	1022.11	kN
A.: Área da seção transversal de concreto.	<b>A</b> <sub>c</sub> :	122905.3	mm²
$\mathbf{f}_{cd2}$ : Bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2).	<b>f</b> <sub>cd2</sub> :	13.89	MPa
$\mathbf{f}_{cd2} = 0.60 \cdot \mathbf{\alpha}_{v2} \cdot \mathbf{f}_{cd}$			
$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck}/250\right)$	α,,2 :	0.86	
$\mathbf{f}_{cd}$ : Resistência de cálculo à compressão do concreto.	$\mathbf{f}_{cd}$ :	26.92	MPa
$f_{cd} = rac{f_{ck}}{\gamma_c}$			
<b>f</b> <sub>ck</sub> : Resistência característica à compressão do concreto.	<b>f</b> <sub>ck</sub> :	35.00	MPa
γ.: Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.	γ. :	1.3	

Biela	A₅ (mm²)	A₅·f <sub>cd2</sub> (kN)	R <sub>cd</sub> (kN)	η	Passa
4 - 1	121093.1	1681.98	988.36	0.588	$\checkmark$
4 - 2	121676.2	1690.08	999.56	0.591	$\checkmark$
4 - 3	122905.3	1707.15	1022.11	0.599	$\checkmark$

### 12.- CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

# Verificações P26

## Capacidade admissível da estaca $\geq$ Carga não majorada

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (kN)	Carga não majorada (kN)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP+CP+Qa+V(-Y)	557.00	503.43	$\checkmark$

.



Estacas: D500









## ÍNDICE

1	ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO	2
2	CONCEITUAÇÃO	2
3	ARMADURA DE SUSPENSÃO	2
4	ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS	2
5	ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS	3
6	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	3
7	COBRIMENTO	3
8	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO	4
9	ÂNGULO DE INCLINAÇÃO	5
10	TIRANTES	6
11	BIELAS DE COMPRESSÃO	7
12	CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA	7

## **1.- ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO**

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

90.0 cm ≥ 20.0 cm 🗸

900.0 mm ≥ 700.0 mm √

Espessura média do bloco : 90.0 cm

## 2.- CONCEITUAÇÃO

 $h \ge (a - a_p)/3$ 

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.1).

22.6.1 - Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

Onde:	
<b>h</b> : Altura da sapata.	<b>h</b> : <i>900.0</i> mm
<ul> <li>a: Dimensão da sapata em uma determinada direção.</li> </ul>	<b>a</b> : <i>2300.0</i> mm
a,: Dimensão do pilar na mesma direção.	<b>a</b> <sub>P</sub> : 200.0 mm

### 3.- ARMADURA DE SUSPENSÃO

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada. (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3). Se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3).

3

Espaçamento	:	1500.0	mm
vezes o diâmetro da estaca	:	1500.0	mm
Diâmetro da estaca	:	500.0	mm

## 4.- ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 22.8 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 19.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Viga paralela X - Armadura inferior	20.0	96.8	$\checkmark$
Viga paralela Y - Armadura inferior	20.0	96.8	$\checkmark$
Malha superior - Barras paralelas X	12.5	187.5	$\checkmark$
Malha superior - Barras paralelas Y	12.5	187.5	$\checkmark$
Malha inferior - Barras paralelas X	16.0	284.0	$\checkmark$
Malha inferior - Barras paralelas Y	16.0	284.0	$\checkmark$
Armadura perimetral	10.0	237.7	$\checkmark$

#### **5.- ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS**

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

## 10.0 mm ≥ 5.0 mm 🗸

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Armadura perimetral	10.0	$\checkmark$

#### 6.- ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2).

#### 699.47 kN ≥ 493.78 kN 🗸

Armadura adicional : Esforcos totais **f**<sub>yd</sub>: *434.78* Mpa

1608.8 mm<sup>2</sup> : 2468.91 kN

f<sub>vd</sub>: Tensão de escoamento de cálculo.

Seção	Armadura adicional (mm²)	Esforços totais (kN)	f <sub>уd</sub> (Мра)	Passa
Corte Y-Y	1608.8	2468.91	434.78	$\checkmark$
Corte X-X	1608.8	2468.91	434.78	$\checkmark$

## 7.- COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (cmin) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal  $(c_{nom})$ , que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para ∆c = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ≥ 30.0 mm √

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA II

Cobrimento nominal : 30.0 mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	$\checkmark$
Superior	40.0	$\checkmark$
Lateral	40.0	$\checkmark$

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) 
$$c_{nom} \ge \phi barra$$

40.0 mm ≥ 20.0 mm 🗸

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) 
$$d_{max} \leq 1,2 c_{nom}$$

19.0 mm ≤ 48.0 mm √

## 8.- COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO



As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por (ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5):  $l_{b,disp} \ge l_{b,nec}$  609.8 mm  $\ge$  327.8 mm  $\checkmark$ 

Onde:

l₀ é

$$\mathbf{i}_{b,nec} = \alpha \cdot \mathbf{i}_b \cdot \frac{\mathbf{A}_{s,calc}}{\mathbf{A}_{s,ef}} \ge \mathbf{i}_{b,min} \qquad \qquad \mathbf{I}_{b,nec} : 327.8 \text{ mm}$$

 $\alpha$  = 1 para barras sem gancho.

 $\alpha$  = 0.7 para barras tracionadas com gancho, con cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq$  30

	α	:	0.7	
calculado conforme 9.4.2.4:				
$I_{b} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \ge 25 \cdot \phi$		I. :	558.8	mm
Ø: Diâmetro da barra ancorada.		Ø:	20.0	mm
<b>f</b> <sub>va</sub> : Tensão de escoamento de cálculo.		f <sub>yd</sub> :	434.78	MPa
$\mathbf{f}_{bd}$ : Resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas (ABNT NBR 6118:2014, 9.3.2.1):	а	f <sub>bd</sub> :	3.89	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$				
$\eta_1 = 1.0$ para barras lisas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 1.4$ para barras entalhadas (ver Tabela 8.3). $\eta_1 = 2.25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3).				
	$\eta_1$	:	2.25	
$\eta_2 = 1.0$ para situações de boa aderência (ver 9.3.1). $\eta_2 = 0.7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1).				
	$\eta_2$	:	1.0	
η₃ = 1.0 para Ø < 32 mm. η₃ = (132 - Ø)/100 , para Ø≥ 32 mm.				
	$\eta_3$	:	1.0	
f <sub>ctd</sub> : Resistência à tração do concreto.		f <sub>ctd</sub> :	1.73	MPa

Página 4 - 8

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma}$				
$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$	<b>f</b> <sub>ctk,inf</sub>	:	2.25	
$f_{ct,m}$ : Resistencia média a tração do concreto. - para concretos de classes até C50: $f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ct}^{2/3}$	<b>f</b> <sub>ct, m</sub>	:	3.21	MPa
- para concreto de classes de C55 até C90: $f_{ct,m} = 2.12 \cdot ln(1 + 0.11 \cdot f_{ck})$				
<b>f</b> <sub>ck</sub> : Resistência característica à compressão do concreto.	<b>f</b> <sub>ck</sub>	:	35.00	MPa
γ <sub>e</sub> : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.	γc	:	1.3	
$A_{s,calc}$		:	1579.7	mm²
$A_{s,ef}$		:	1885.2	mm²
valor entre 0,3 հ, 10Ø e 100 mm.	b, min	:	200.0	MPa

Tirante	Ø (mm)	l₅ (mm)	l <sub>b,disp</sub> (mm)	I <sub>b,nec</sub> (mm)	Passa
1 - 2	20.0	558.8	609.8	321.1	$\checkmark$
2 - 3	20.0	558.8	609.8	327.8	$\checkmark$
3 - 4	20.0	558.8	609.8	322.0	$\checkmark$
4 - 1	20.0	558.8	609.8	315.6	$\checkmark$

## 9.- ÂNGULO DE INCLINAÇÃO

I<sub>b,min</sub>: Maior



As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0.57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.1).  $0.57 \le tg\theta$ 

0.57	≤	0.61	$\checkmark$

Onde:

θ: Ãngulo de inclinação.

θ: *31.50* °

Página 5 - 8

## Verificações P19

Biela	θ (°)	tgθ	Passa
5 - 1	34.37	0.68	$\checkmark$
5 - 2	31.50	0.61	$\checkmark$
5 - 3	31.51	0.61	$\checkmark$
5 - 4	34.38	0.68	$\checkmark$

#### **10.- TIRANTES**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$$A_s \cdot f_{yd} \ge R_{Sd}$$

Onde:

**A**<sub>s</sub>: Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração. **A**<sub>s</sub> : *1885.2* mm<sup>2</sup> **f**<sub>yd</sub> : *434.78* MPa

**R**<sub>sd</sub> : 686.81 kN

**R**<sub>sd</sub>: Força de tração de cálculo na armadura.

 $\mathbf{f}_{yd}$ : Tensão de escoamento de cálculo.

Tirante	A₅ (mm²)	f <sub>yd</sub> (MPa)	R <sub>sd</sub> (kN)	η	Passa
1 - 2	1885.2	434.78	672.86	0.821	$\checkmark$
2 - 3	1885.2	434.78	686.81	0.838	$\checkmark$
3 - 4	1885.2	434.78	674.71	0.823	$\checkmark$
4 - 1	1885.2	434.78	661.24	0.807	$\checkmark$

## **11.- BIELAS DE COMPRESSÃO**



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

$A_{c} \cdot f_{cd2} \ge R_{cd}$	1485.43 kN ≥ 1150.47 kN 🗸

~ .	
nda	
Unde.	

$\mathbf{R}_{cd}$ : Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas	D ·	1150 47	μN
de compressao.	Ncd .	1150.47	
<b>A</b> <sub>c</sub> : Área da seção transversal de concreto.	<b>A</b> <sub>c</sub> :	106942.4	mm²
$\mathbf{f}_{cd2}$ : Bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2).	<b>f</b> <sub>cd2</sub> :	13.89	МРа
$\mathbf{f}_{cd2} = 0.60 \cdot \alpha_{v2} \cdot \mathbf{f}_{cd}$			
$\alpha_{v2} = \left(1 - f_{ck}/250\right)$	α <sub>v2</sub> :	0.86	
$\mathbf{f}_{cd}$ : Resistência de cálculo à compressão do concreto.	$\mathbf{f}_{cd}$ :	26.92	МРа
$f_{cd} = rac{f_{ck}}{\gamma_c}$			
<b>f</b> <sub>ck</sub> : Resistência característica à compressão do concreto.	f₀k ∶	35.00	МРа

 $\gamma_{c}$ : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.  $\gamma_{c}$ : 35.00

Biela	A₅ (mm²)	A₅·f <sub>cd2</sub> (kN)	R <sub>cd</sub> (kN)	η	Passa
5 - 1	105420.2	1464.29	1120.53	0.765	$\checkmark$
5 - 2	106837.4	1483.97	1148.45	0.774	$\checkmark$
5 - 3	106942.4	1485.43	1150.47	0.775	$\checkmark$
5 - 4	105521.1	1465.69	1122.56	0.766	$\checkmark$

## 12.- CAPACIDADE ADMISSÍVEL DA ESTACA

A área da base de blocos de fundação deve ser determinada a partir da tensão admissível do solo para cargas não majoradas (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

# Verificações P19

## Capacidade admissível da estaca $\geq$ Carga não majorada

Combinação	Combinação de ações	Capacidade admissível da estaca (kN)	Carga não majorada (kN)	Passa
Permanentes ou transitórias	PP+CP+Qa+V(+X)	557.00	502.06	$\checkmark$

.





Estacas: D500



Viga paralela X





Viga paralela Y



₹ 6Ø20 L=369



ANEXO G – Planta dos blocos de coroamento, juntamente das vigas de travamento e, o relatório geral da fundação



1	RELATÓRIO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO 1.1 Descrição	2 2
2	RELATÓRIO DE VIGAS DE TRAVAMENTO 2.1 Descrição	5 5



# 1.- RELATÓRIO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

## 1.1.- Descrição

Referências	Estacas	Geometria	Armadura
P1	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 1 estaca Largura X: 90.0 cm Largura Y: 90.0 cm Altura: 90.0 cm	Estribos horizontais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5
P2, P9	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P3	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
Ρ4	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
Ρ5	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P6	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 1 estaca Largura X: 90.0 cm Largura Y: 90.0 cm Altura: 90.0 cm	Estribos horizontais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5
P7	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P8, P12	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 4 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos X de estacas: 1.50 m Distância entre eixos Y de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø16c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga paralela X: Armadura inferior: 6Ø20 Viga paralela Y: Armadura inferior: 6Ø20
P10	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 1 estaca Largura X: 90.0 cm Largura Y: 90.0 cm Altura: 90.0 cm	Estribos horizontais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5
P11	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20



Estrutural do TCC

Referências	Estacas	Geometria	Armadura
P13, P24	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P14, P15	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P16, P17	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P18, P21	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 4 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos X de estacas: 1.50 m Distância entre eixos Y de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø16c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga paralela X: Armadura inferior: 6Ø20 Viga paralela Y: Armadura inferior: 6Ø20
P19	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 4 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos X de estacas: 1.50 m Distância entre eixos Y de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø16c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga paralela X: Armadura inferior: 6Ø20 Viga paralela Y: Armadura inferior: 6Ø20
P20	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 4 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos X de estacas: 1.50 m Distância entre eixos Y de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø16c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga paralela X: Armadura inferior: 6Ø20 Viga paralela Y: Armadura inferior: 6Ø20
P22	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 3 estacas Vuelo: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø12.5c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga lateral: Armadura inferior: 6Ø16
P23	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 3 estacas Vuelo: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø12.5c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga lateral: Armadura inferior: 6Ø16



Estrutural do TCC

Referências	Estacas	Geometria	Armadura
P25, P28	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 4 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos X de estacas: 1.50 m Distância entre eixos Y de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø16c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga paralela X: Armadura inferior: 6Ø20 Viga paralela Y: Armadura inferior: 6Ø20
P26	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 3 estacas Vuelo: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø12.5c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga lateral: Armadura inferior: 6Ø16
P27	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 3 estacas Vuelo: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Malha inferior X: Ø16c/30 Malha inferior Y: Ø12.5c/30 Malha superior X: Ø12.5c/20 Malha superior Y: Ø12.5c/20 Armadura perimetral: 4Ø10 Viga lateral: Armadura inferior: 6Ø16
P29	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P30	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 1 estaca Largura X: 90.0 cm Largura Y: 90.0 cm Altura: 90.0 cm	Estribos horizontais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5
P31, P34	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P32	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P33	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 2 estacas Vuelo X: 40.0 cm Vuelo Y: 40.0 cm Altura: 90.0 cm Distância entre eixos de estacas: 1.50 m	Armadura inferior: 7Ø20 Armadura superior: 4Ø12.5 Estribos horizontais: 4Ø12.5 Estribos verticais: Ø12.5c/20
P35	Tipo: D500 Penetração: 5.0 cm	Bloco de 1 estaca Largura X: 90.0 cm Largura Y: 90.0 cm Altura: 90.0 cm	Estribos horizontais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5 Estribos verticais: 3Ø12.5



Estrutural do TCC

## 2.- RELATÓRIO DE VIGAS DE TRAVAMENTO

## 2.1.- Descrição

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P19 - P20]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P18 - P19]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P20 - P12]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P25 - P19]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P28 - P20]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P19 - P8]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P20 - P21]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P25 - P26]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P28 - P27]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P26 - P27]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P23 - (13.85, 10.55)]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P27 - P23]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20



Estrutural	do	TCC
Lotiataiai	40	

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P22 - (10.47, 10.55)]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P26 - P22]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P22 - P23]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P24 - P18]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P24 - P25]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P30 - P24]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P18 - P7]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P7 - P8]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P7 - P1]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P8 - P2]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P1 - P2]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[(8.33, 15.77) - P3]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P2 - P3]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[(16.04, 15.77) - P4]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20



Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P12 - P5]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P6 - P5]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P4 - P5]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P14 - P15]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[(10.32, 10.55) - P16]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P16 - P14]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[(14.01, 10.55) - P17]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P17 - P15]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P16 - P17]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P11 - P12]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P10 - P11]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P15 - P11]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P8 - P9]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P9 - P10]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20



Estrutural do TCC

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P14 - P9]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P12 - P13]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P21 - P13]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P13 - P6]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P29 - P28]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P29 - P21]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P35 - P29]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P34 - P28]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P35 - P34]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P33 - (16.04, 4.09)]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P34 - P33]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P32 - (8.30, 4.09)]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P31 - P25]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20
[P30 - P31]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50 Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20



Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P31 - P32]	VTCC	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø16 CA-50 Inferior: 2Ø16 CA-50 Pele: 2x2Ø10 CA-50
			Estribos: 1xØ6.3 CA-50c/20