

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
PAULO AFONSO MACHADO NETO

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE SILO DE ARMAZENAGEM DE GRÃOS – ESTUDO
DE CASO.**

Varginha – MG

2018

PAULO AFONSO MACHADO NETO

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE SILO DE ARMAZENAGEM DE GRÃOS – ESTUDO
DE CASO.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação do Prof. João Marcos Guimarães.

Varginha – MG

2018

PAULO AFONSO MACHADO NETO

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE SILO DE ARMAZENAGEM DE GRÃOS – ESTUDO
DE CASO.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG como
pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, pela
Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Professor Me. João Marcos Guimarães Rabelo - Orientador

Professor:

Professor:

OBS.:

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus pois sem Ele nada disso seria possível, pois com sua graça me ajudou nos momentos mais difíceis.

À minha mãe Giovana Denise, pelos valores e ensinamentos, por todos os exemplos de vida, pela força que ela me dá todos os dias, com seu jeito meigo e doce de transmitir o amor.

Ao meu Pai, Anselmo Machado, um exemplo de dedicação, força, coragem, concentração, responsabilidade o ser humano em quem eu me inspiro para fazer todas as coisas, agradecer também pelos ensinamentos ao longo de minha vida.

A minha namorada, que esteve comigo em todos os momentos, me ajudando apoiando, e acreditando em mim, até mesmo quando eu não acreditava.

Aos meus irmãos que me apoiaram e me deram muita força com seus jeitos distintos e amigáveis de ser.

Aos meus amigos de curso que são meus companheiros durante toda essa jornada acadêmica, sem eles esse tempo de percurso seria com certeza mais difícil, todos ajudaram em uma parcela para que este meu sonho esteja se realizando.

Ao Engenheiro Laureci Silva, a pessoa que me deu total suporte para a elaboração do trabalho sendo meu coorientador, não só por isto, mas pela amizade companheirismo, um exemplo pra mim.

Aos meus Orientadores João Marcos e Armando Belato Pereira, que me ajudaram do começo ao fim dando suporte, puxando a orelha, acreditando no meu potencial, tendo muita paciência, profissionalismo e comprometimento.

Agradecer a todos os Professores e funcionários do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais – UNIS/MG que estiveram presentes em minha formação acadêmica.

RESUMO

Com o crescimento da agropecuária no país os sistemas de armazenagens tendem a ser de suma importância, pois permitem a estocagem a longo prazo e mantêm as características dos grãos após a colheita e secagem. Tendo em vista a importância econômica e social dos grãos, é necessário que a estrutura seja estável e apresente uma boa resistência. Buscando trazer um referencial para este tipo de projeto que é escasso na literatura, por meio de um estudo de caso foi analisada e dimensionada a fundação de um protótipo silo metálico de armazenagem de fundo plano com diâmetro 12,73 metros e altura de 22,94 metros localizado na cidade de Três Corações - MG mais precisamente nas margens da rodovia LMG 862, km 35. Foi realizado o laudo de sondagem no local, apresentando um solo com consistência variando entre mole, compacto, duro e uma resistência satisfatória somente a partir de 14 metros de profundidade para conferir estabilidade suficiente ao assentamento da estrutura. Com o auxílio de um programa de cálculo estrutural foi dimensionada a base do silo composta pelo anel de coroamento e o radier, ambos em concreto armado ($f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$). O Anel de coroamento apresenta largura de 0,35 m e altura de 0,8 m e um comprimento de 40 metros de circunferência o radier tem aproximadamente 120 m² de área. As estacas foram distribuídas igualmente entre os elementos, denominando-se estaca E1 para o anel e E2 para o radier ambas com 0,35 m de diâmetro. Após a distribuição foi efetuado o dimensionamento das estacas. Estima-se na análise realizada que será necessário aproximadamente 179,5 m³ de concreto, 5507 kg de aço CA-50, 471,74 kg de aço CA-60 e 94,17 m² de forma para execução da obra.

Palavras-Chaves: Dimensionamento, Fundação, concreto armado, silo.

ABSTRACT

With the growth of agriculture in the country the storage systems tend to be of the utmost importance, since they allow the long-term storage and maintain the characteristics of the grains after harvesting and drying. In view of the economic and social importance of the grains, it is necessary that the structure be stable and present a good resistance. Seeking to bring a reference for this type of project that is scarce in the literature, through a case study was analyzed and dimensioned the foundation of a prototype silo metal storage flat bottom with diameter 12.73 meters and height of 22.94 meters located in the city of Três Corações - MG, more precisely on the banks of the LMG highway 862, km 35. The survey was carried out on the site, presenting a soil with a consistency varying between mole, compact, hard and a satisfactory resistance only from 14 meters deep to give sufficient stability to the structure. With the aid of a structural calculation program, the base of the silo composed by the crown ring and radier, both in reinforced concrete ($f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$), was dimensioned. The crown ring has a width of 0.35 m and a height of 0.8 m and a length of 40 meters in circumference. The radier is approximately 120 m^2 in area. The stakes were evenly distributed among the elements, called the stake E1 for the ring and E2 for the radier both with 0.35 m in diameter. After the distribution, the scaffolding was carried out. It is estimated that approximately 179.5 m^3 of concrete, 5507 kg of CA-50 steel, 471.74 kg of CA-60 steel and 94.17 m^2 of form will be required for the execution of the work.

Keywords: *Sizing, foundation, concrete, silo.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Silos elevados.....	15
Figura 2: Silos horizontais semi-subterrâneos.....	15
Figura 3: Silo em tela metálica e tecido.	15
Figura 4:Silos multicelulares poligonais.	15
Figura 5: Silos esbeltos, elevados, de madeira.	15
Figura 6: Silo baixo em elementos pré-moldado de concreto (Silo Buffalo).....	15
Figura 7: Silo com estrutura metálica e concreto armado (Silos nova geração).	16
Figura 8: Superestrutura do silo de fundo plano.....	18
Figura 9: Infraestrutura do silo de fundo plano.	18
Figura 10: Ilustração do ensaio SPT.....	20
Figura 11: Seção esquemática do amostrador.	20
Figura 12: Tipos de fundações superficiais.	26
Figura 13: Parcela de resistência que constituem a capacidade de carga.....	27
Figura 14: Bloco de coroamento para 4 estacas, onde F é a carga da superestrutura e R são as reações nas estacas.....	31
Figura 15: Blocos apoiados sobre duas estacas, ligados por uma viga baldrame (a) e bloco corrido (b).	32
Figura 16: Configuração da seção de uma viga retangular submetida à flexão.	33
Figura 17: Tipos de fundações mistas	35
Figura 18: Detalhe das cargas atuantes na base do silo.....	45
Figura 19: Silo Kepler Weber montagem.....	47
Figura 20: Perfil de sondagem SPT 01.....	48
Figura 21: Perfil de sondagem SPT 02.....	49
Figura 22: Detalhe do anel de base dos silos plano KW.	51
Figura 23: Lançamento das estacas no anel de coroamento, cotas em cm. (imagem sem escala)	53
Figura 24: Lançamento das estacas no Radier, cotas em cm. (imagem sem escala).....	56
Figura 25: Pórtico 3d da estrutura anel de coroamento (Viga) lançada no software.....	59
Figura 26: Detalhamento da seção transversal do anel (viga).....	60
Figura 27: Pórtico 3d da estrutura Radier (Laje) lançada no software	60
Figura 28: Detalhamento da armadura da estaca.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação dos silos quanto à esbeltes.....	17
Tabela 2: Tabela dos estados de compactidade e de consistência.....	22
Tabela 3: Tensão admissível para solos coesivos.....	23
Tabela 4: Coeficiente K e razão de atrito α	37
Tabela 5: Fatores de Correção $F1$ e $F2$	37
Tabela 6: Coeficiente característico do solo C.	38
Tabela 7: Valor do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	39
Tabela 8: Valor do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	39
Tabela 9: Valores do parâmetro α	40
Tabela 10: Valores do parâmetro β	40
Tabela 11: Valores do atrito lateral rl	40
Tabela 12: Relatório capacidade de carga para estaca Hélice Contínua de diâmetro 35 cm. ..	55
Tabela 13: Resumo de aço, concreto e forma do anel (viga)	60
Tabela 14: Resumo de aço, concreto e forma do Radier (Laje)	62
Tabela 15: Parâmetros para dimensionamento para estacas moldadas in loco.	62
Tabela 16: Resumo de aço e concreto das estacas.....	65
Tabela 17 : Recalque das estacas do anel de coroamento.	65
Tabela 18 : Recalque das estacas do Radier.....	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Número de pontos de sondagens de acordo com a área construída.	19
Quadro 2: Característica do material armazenado (Milho)	45
Quadro 3: Carga total no anel.....	46
Quadro 4: Pressão no fundo	46
Quadro 5: Número de montantes e dimensões (m) do anel de base dos silos planos.	52

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivos.....	13
1.1.1 Objetivo geral	13
1.1.2 Objetivos específicos.....	13
2 REFERÊNCIAL TEÓRICO	14
2.1 Silos	14
2.1.1 Tipos de silos.....	14
2.1.2 Elementos constituintes em silos metálicos de fundo plano (Nova Geração).....	17
2.2 Mecânica dos solos.....	18
2.2.1 Programa dos trabalhos para investigação do subsolo	18
2.2.2 Ensaios de campo	19
2.2.3 Ensaio SPT – standart penetration test	19
2.2.4 Carga admissível	23
2.2.5 Tensão admissível do solo modelo simplista	23
2.3 FUNDAÇÕES	24
2.3.1 Definição	24
2.3.2 Fundações superficiais.....	26
2.3.3 Fundações profundas	27
2.3.4 Blocos sobre estacas	31
2.3.5 Critérios para escolha do tipo de estaca	34
2.3.6 Fundações mistas.....	35
2.4 Escolha da fundação	36
2.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga de fundação profunda	36
2.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975) – Fundações profundas	36
2.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) – Fundações profundas	38
2.5.3 Método de Teixeira (1996) – Fundações profundas.....	39

2.6 Fator de segurança fundação profunda.....	40
2.7 Recalque em fundações profundas	40
2.7.1 Encurtamento Elástico.....	41
2.7.2 Recalque do solo.....	42
3 METODOLOGIA.....	44
3.1 Metodologia da pesquisa	44
3.2 Materiais sobre o estudo de caso	44
3.3 Produto a ser armazenado.....	45
3.4 Cargas Atuantes na base	45
3.5 Análise do laudo de sondagem	47
4 Definição dos elementos de fundação.....	51
4.1 Anel de coroamento.....	51
4.2 Radier estaqueado.....	52
5 concepção e locação das estacas	53
5.1 Anel de Coroamento.....	53
5.1.1 Cargas atuantes no Anel de coroamento.....	54
5.1.2 Carga por estacas	54
5.1.3 Capacidade de carga das estacas.	55
5.2 Radier estaqueado.....	56
5.2.1 Cargas atuantes no Radier estaqueado.....	57
5.2.2 Carga por estacas	57
6 Dimensionamento dos elementos estruturais.....	59
6.1 Anel de Coroamento.....	59
6.2 Radier estaqueado.....	60
6.3 Estacas	62
6.4 Recalque em estacas	65
6.4.1 Recalque nas estacas do Anel de Coroamento	65

6.4.2 Recalque nas estacas do Radier	66
7.0 CONCLUSÃO.....	67
REFERÊNCIAS	68
APÊNDICE 01	71
APÊNDICE 02	Erro! Indicador não definido.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, é considerado um país agrícola, tendo em vista que grande parte do Produto Interno Bruto é proveniente do agronegócio, alguns fatores cooperam para as condições favoráveis à agricultura, como por exemplo, disponibilidade de terra para plantio, abundância de água, tecnologia de ponta, luminosidade, clima favorável e o solo.

O Brasil caminha para mais um recorde na área plantada de grãos. As estimativas apontam para um incremento de 0,3% na área, para o plantio da safra 2017/18, atingindo 61 milhões de hectares. A soja, principal cultura do país, deverá ter 1,1 milhão de hectares a mais do que a safra anterior, aliada ao algodão, é responsável pelo aumento na área, uma vez que são culturas com maior rentabilidade e liquidez (CONAB,2018).

Porém, alguns desafios precisam ser vencidos, como por exemplo a infraestrutura e logística, que englobam o transporte e principalmente o armazenamento. A estocagem em silos é considerada uma solução de grandes vantagens, tendo em vista à economia de espaço físico, mão de obra e custo de transporte, assim como a conservação do produto ensilado.

Atualmente, muitos trabalhos têm sido desenvolvidos em referência à determinação das pressões em silos (Silva et al., 2008; Lopes Neto et al., 2008; Nascimento et al., 2009; Ramírez et al., 2010; Ding et al., 2011; Lopes Neto et al., 2014a) porém os procedimentos de cálculo estrutural desses elementos ainda não estão normatizados no Brasil, gerando de certa forma dificuldade no que se diz respeito a dimensionamento da estrutura de silos.

O presente trabalho abrange o sistema de dimensionamento da fundação dos silos de armazenagem de fundo plano, que tem por objetivo garantir a solidez da base e da superestrutura do silo, a fundação propriamente dita tem por principal finalidade transmitir as cargas geradas devido a carregamentos e peso próprio da estrutura para o solo.

No capítulo 2 deste trabalho encontra-se todo material de apoio utilizado na elaboração do mesmo, abordando principalmente assuntos relacionados a fundação profundas, tipos de estacas, capacidade de carga, recalque em estacas, classificação dos silos dentre outros. O item 3 apresenta os dados sobre o estudo de caso: local da obra, cargas atuantes, laudo de sondagem, e principalmente a escolha da fundação, fator preponderante para o projeto em questão.

O capítulo 4 define os elementos a serem dimensionados (Anel de coroamento e Radier estaqueado). Já o item 5 trata da concepção e locação das estacas. E por fim o 6 apresenta o dimensionamento da estrutura.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Por meio de um protótipo silo de fundo plano a ser implantado na cidade de Três Corações – MG, pretende-se realizar o dimensionamento geotécnico e estrutural da fundação do silo. Visando a falta de informações sobre projetos de silo de armazenagem.

1.1.2 Objetivos específicos

- Analisar o perfil geotécnico pôr meio do laudo de sondagem realizado;
- Definir o tipo de estaca mais adequada para o perfil geotécnico;
- Calcular e detalhar os elementos de transição (radier estaqueado e anel de coroamento) com o auxílio de software de cálculo estrutural Eberick V9 2018;
- Dimensionar a fundação a partir das reações aplicada nas estacas.
- Verificar o recalque das estacas.

2 REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 Silos

A palavra silo tem sua raiz grega “sirus”, que significa lugar escuro-cavernoso. Nos dias atuais, podemos definir silo como um grande depósito para armazenar cereais, forragens, etc. Assim, neste trabalho, definimos silo como construção destinada a armazenar e conservar qualquer produto industrial ou agrícola. O termo unidade ou conjunto de armazenagem engloba tanto o silo propriamente dito, como a máquina de transporte, conservação, beneficiamento, mistura (CALIL, 2007).

As estruturas são de fundamental importância para o armazenamento de produtos agrícolas e industriais e ainda não existe no País uma norma brasileira para regulamentar o projeto e a construção dessas estruturas. Além disso, são poucos os trabalhos nacionais que tratam o assunto do ponto de vista estrutural, abordando principalmente as ações induzidas pelos produtos em silos (CALIL, 2007).

2.1.1 Tipos de silos

Segundo CALIL (2007) os silos são divididos quanto ao material estrutural empregado, devido à construção em relação ao solo e pela sua forma geométrica. São construídos com os mais diversos tipos de materiais, como concreto armado, concreto protendido, chapas metálicas (lisas, corrugadas e trapezoidais), madeira, alvenaria, argamassa armada, fibras, plásticos e outros. O autor complementa que quanto à construção em relação ao solo, pode-se dividir em 4 grupos:

- Silos elevados ou aéreos: são caracterizados por serem construídos acima do nível do solo conforme Figura 1, Figura 4 e Figura 5.
- Silos subterrâneos: são aqueles em que os compartimentos para a estocagem se localizam abaixo do nível do solo. São construções mais simples que os silos elevados, porém são mais suscetíveis à infiltração de água e têm um esvaziamento mais difícil.
- Silos semi-subterrâneos: são um tipo intermediário entre os dois tipos anteriores conforme Figura 2.

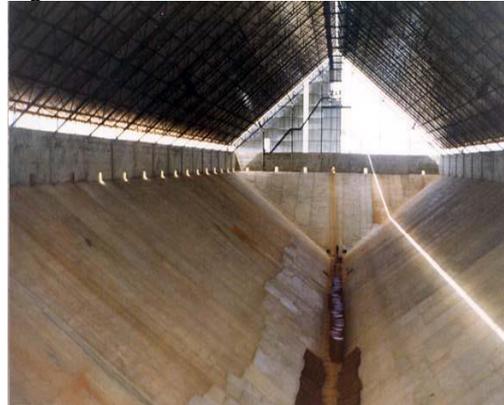
- Silos planos: são caracterizados por sua base ser construída no nível do solo conforme Figura 3, Figura 6 e Figura 7.

Figura 1: Silos elevados.



Fonte: Calil, 2007.

Figura 2: Silos horizontais semi-subterrâneos.



Fonte: Calil, 2007.

Figura 3: Silo em tela metálica e tecido.



Fonte: Calil, 2007.

Figura 4: Silos multicelulares poligonais.



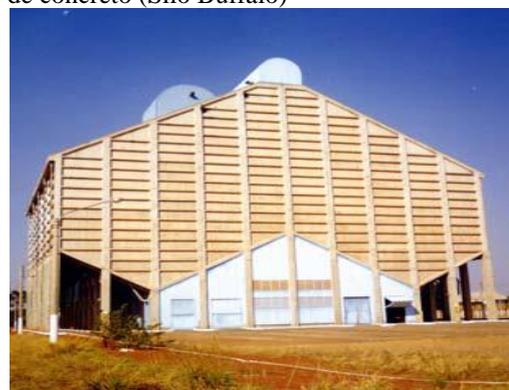
Fonte: Calil, 2007.

Figura 5: Silos esbeltos, elevados, de madeira.



Fonte: Calil, 2007.

Figura 6: Silo baixo em elementos pré-moldado de concreto (Silo Buffalo)



Fonte: Calil, 2007.

Figura 7: Silo com estrutura metálica e concreto armado (Silos nova geração).



Fonte: Calil, 2007.

Segundo CALIL 2007, a geometria é outro fator de classificação dos silos, podendo ser divididos em:

- Silos esbeltos: são aqueles que possuem uma relação entre a altura e o diâmetro $\frac{H}{D}$ maior ou igual a 1,5.
- Silos baixos: são aqueles que possuem uma relação entre a altura e o diâmetro $\frac{H}{D}$ menor que 1,5.
- Silos horizontais: são aqueles cuja dimensão longitudinal é preponderante sobre as outras dimensões.

Algumas normas Internacionais, apresentadas na Tabela 1, demonstram as relações de classificação de silos quanto à esbeltes.

Tabela 1: Classificação dos silos quanto à esbeltes.

NORMA	BAIXOS	CLASSIFICAÇÃO MEDIANAMENTE ESBELTOS	ESBELTOS
Australiana AS3774:1996	$H/D < 1,0$	$1,0 \leq H/D \leq 3,0$	$H/D > 3,0$
Europeias PrEN 1991-4:2003 (Draft) DIN 1055-03:2005	$0,4 \leq H/D \leq 1,0$	$1,0 \leq H/D \leq 2,0$	$H/D > 2,0$
Americanas ACI-313:1991 ANSI/ASAE EPA33:2001	$H/D < 2,0$	-	$H/D > 2,0$
Canadense CFBC:1983	$H/D \leq 1$ ou $H/D < \tan^2(\phi_e/2 + \pi/4)$	-	$H/D > 1$ ou $H/D \geq \tan^2(\phi_e/2 + \pi/4)$

Fonte: Calil, 2007.

Calil (2007) explica que quanto à entrada de ar os silos são classificados em:

- Herméticos: silos que possuem um impedimento entre a troca de ar do interior da célula com o exterior.
- Não-herméticos: silos que permitem a troca de ar com o exterior.

2.1.2 Elementos constituintes em silos metálicos de fundo plano (Nova Geração).

Conforme Fortes Filho (1985) os projetos de silos são divididos em dois grupos, constituídos por:

- A superestrutura é denominada parte superior do silo, ou seja, a estrutura metálica propriamente dita, composta pelas paredes, telhado, correias transportadoras, etc.;
- A Infraestrutura pode ser dividida entre dois grupos chamados de base e fundação;
 - A base é composta pelo anel de coroamento, e uma “laje” apoiada sobre estacas para suportar a pressão causada pelo produto armazenado.
 - A fundação é o que garante a solidez da base e da superestrutura do silo, composta geralmente por estacas.

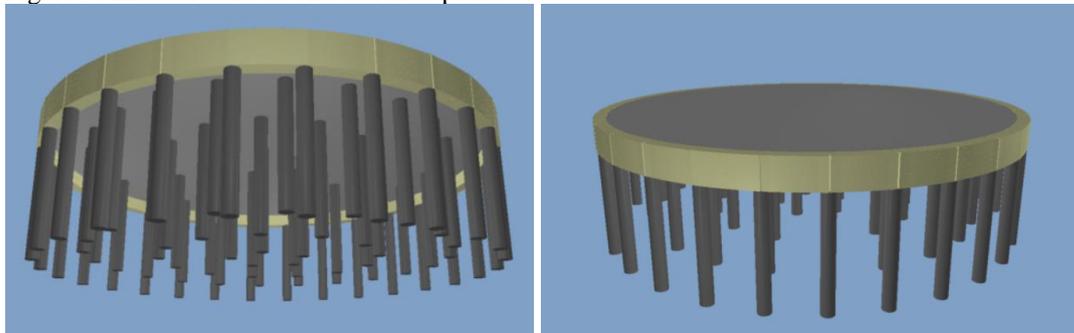
para melhor representar é possível observar a Figura 8 e Figura 9.

Figura 8: Superestrutura do silo de fundo plano.



Fonte: Kepler Weber, 2018.

Figura 9: Infraestrutura do silo de fundo plano.



Fonte: Autor, 2018.

2.2 Mecânica dos solos

Todo projeto geotécnico e de fundação exige o reconhecimento do solo para a determinação dos métodos de cálculo, dos coeficientes de segurança e cargas de ruptura e admissíveis.

O reconhecimento do solo pode ser feito por ensaios *in situ*, bem mais utilizados, ou por análises de amostras de solo em laboratório.

2.2.1 Programa dos trabalhos para investigação do subsolo

O reconhecimento do subsolo para efeito de instalação de uma infraestrutura, preliminarmente é feito mediante sondagens à percussão (SPT), em pontos escolhidos e distribuídos na área em estudo e conduzidos a uma profundidade que inclua todas as camadas do subsolo que poderão ser influenciadas pelos carregamentos suportados pelas fundações (MORAES, 1976, p. 121).

Segundo Moraes (1976), o número de furos de sondagem depende da área ocupada pela construção, isto é, de sua projeção, devendo ser previsto um mínimo de furos, conforme mostra o Quadro 1.

Quadro 1: Número de pontos de sondagens de acordo com a área construída.

Área construída (Projeção em m ²)	Número de Furos (Mínimo)
<200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
>2400	a critério

Fonte: Moraes, 1976.

2.2.2 Ensaios de campo

“O uso de métodos racionais de análise aplicados a soluções de projetos geotécnicos pressupõe o conhecimento do subsolo, suas propriedades e comportamentos obtidos normalmente através de ensaios *in situ*” (SCHNAID, 2000).

No Brasil, os métodos disponíveis para uso comercial são: SPT, CPT, pressiômetro, palheta e dilatômetro, sendo o método SPT o mais empregado atualmente.

2.2.3 Ensaio SPT – standart penetration test

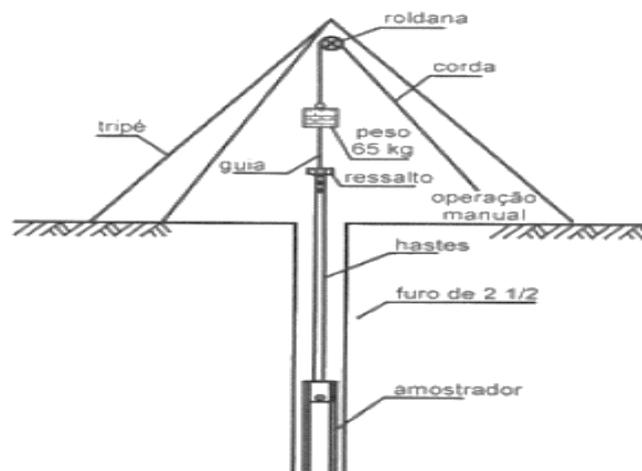
Para Hachich et al. (1998), a sondagem à percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Segundo a NBR 6484 (2001) ao realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

- o tipo de solo atravessado com a retirada de uma amostra deformada a cada metro perfurado;
- a resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador-padrão a cada metro perfurado;
- a posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando um trépano de lavagem com ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não) usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750mm, conforme Figura 10. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm após uma cravação inicial de 150mm.

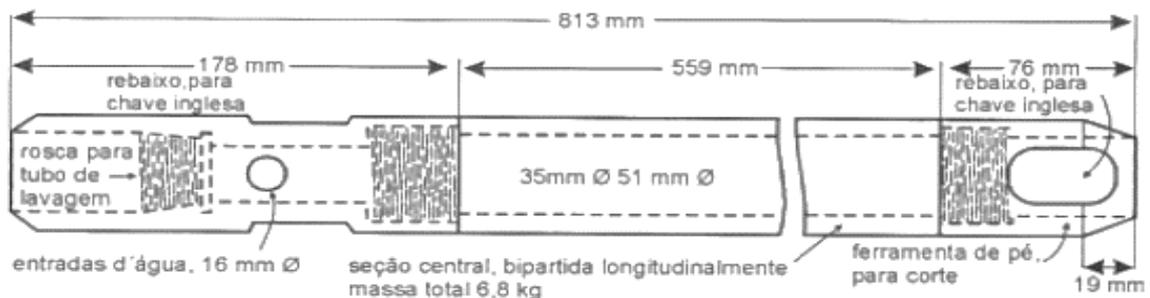
Figura 10: Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: Schnaid, 2000.

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade no equipamento como mostra a Figura 11, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

Figura 11: Seção esquemática do amostrador.



Fonte: Schnaid, 2000.

O ensaio SPT tem sido usado para inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações em outras propriedades geotécnicas (SCHNAID, 2000).

A programação das sondagens, número, disposição e profundidade dos furos depende do conhecimento prévio que se tem da geologia local, do solo e da obra específica para a qual se está fazendo a prospecção. Recomendações sobre a programação de sondagens são feitas na norma NBR 8036 (PINTO, 2002).

Para a execução das sondagens determina-se, em planta, na área a ser investigada, a posição dos pontos a serem adotados. No caso de edificações, procura-se dispor as sondagens em posições próximas aos limites de projeção das mesmas e nos pontos de maior concentração de carga, com distâncias variando de 15 a 30 metros, evitando-se alocação em pontos alinhados, de forma a permitir uma interpretação de diversos planos de corte. O nivelamento deve ser feito em relação a uma RN (referência de nível) fixa e bem-determinada (HACHICH et al., 1998).

A profundidade a ser atingida depende do porte da obra a ser edificada e conseqüentemente das cargas que serão transmitidas ao terreno. A Norma Brasileira (NBR6484) fornece critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens (HACHICH et al., 1998).

De primordial importância é a determinação do nível de água, quando ocorrer. Durante o processo de avanço da perfuração, ao se determinar a ocorrência de água, interrompe-se o trabalho e anota-se a profundidade. Deve-se sempre aguardar a sua estabilização e anotar a profundidade correspondente à superfície de água. Terminada a perfuração, retira-se a água existente no furo. Aguarda-se o surgimento da água e se anota novamente a profundidade da lâmina d'água (HACHICH et al., 1998).

Hachich et al. (1998) destacam que as amostras coletadas a cada metro devem ser levadas ao laboratório para classificação tátil-visual mais esmerada. São definidas as camadas de solos sedimentares com suas respectivas espessuras ou horizontes de decomposição dos solos residuais. Eventuais dúvidas sobre a classificação de matérias que se situam muito próximas às fronteiras granulométricas, podem ser dirimidas com o auxílio de ensaios de laboratório, como, por exemplo, granulometria, Limites de Atterberg, etc.

De posse dos perfis individuais preliminares de cada sondagem obtidos após a classificação tátil-visual do nível d'água e da cota (elevação) do terreno no início da perfuração, desenha-se o perfil do subsolo de cada sondagem. O desenho das sondagens deverá mostrar todas as camadas ou horizontes de solo encontrados, as posições dos níveis d'água, o número

de golpes N necessário à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e demais informações úteis que forem observadas (HACHICH et al., 1998).

Pinto (2002) assevera que a resistência à penetração é um índice intensamente empregado em projetos de fundação. A escolha do tipo de fundação para prédios comuns de 3 a 30 pavimentos e as definições de projeto, como tipo e comprimento de estacas, etc., são costumeiramente baseadas só nos resultados de sondagens (identificação visual e SPT), analisadas de acordo com a experiência regional e o conhecimento geológico do local.

Conhecidas as limitações do ensaio, causadas por fatores que influenciam os resultados e não estão relacionados às características do solo, é possível avaliar as metodologias empregadas na aplicação de valores de N_{SPT} em problemas geotécnicos. Para esta finalidade, as abordagens modernas recomendam a correção do valor medido de N_{SPT} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões (SCHNAID, 2000).

Segundo Correia (2015) a interpretação dos resultados para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida mediante duas abordagens distintas:

a) Métodos indiretos: nesta abordagem os resultados do ensaio são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo.

b) Métodos diretos: resultados de SPT são aplicados diretamente na previsão de capacidade. Conforme o N_{SPT} encontrado nas sondagens, é possível determinar a classificação dos solos conforme Tabela 2 encontrada da ABNT NBR 6484/01.

Tabela 2: Tabela dos estados de compacidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência a penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	6 a 8	Pouca compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas determinações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

2.2.4 Carga admissível

Segundo Correia (2015) todo o solo de apoio de fundação apresenta uma carga admissível, carga essa que não deve ser ultrapassada para que não haja colapso ou problemas de ordem estrutural posteriormente na estrutura.

Oliveira (1985) afirma que a carga admissível “... é a maior carga transmitida pela fundação que o terreno admite, em qualquer caso, com adequada segurança à ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação”.

Conforme Barata (1980), “no caso de fundações diretas, tanto se trabalha com carga Q , como com pressões médias p , sendo a pressão média”.

2.2.5 Tensão admissível do solo modelo simplista

Segundo Iglesia (2018) apesar dos avanços nos métodos de análise e nos softwares para cálculo estrutural, muitas simplificações ainda são feitas na etapa de modelagem de um edifício. Uma delas é a consideração de vínculos indeslocáveis sob a estrutura, onde os engenheiros calculam o sistema estrutura-fundação-solo separadamente.

Na visão de Schnaid (2000), alguns projetos de fundação envolvem a estimativa da tensão admissível que pode ser aplicada no terreno. Esta pode ser representada pela multiplicação do valor de k do solo pelo valor do N_{SPT} , conforme equação a seguir.

$$\sigma_{adm} = k \cdot N_{SPT} \quad (1)$$

Sendo o valor k dependente do tipo de solo, bem como da geometria do caso e dos recalques que podem ocorrer, o que o torna generalista, este, portanto, deve ser visto com certa cautela. Schnaid (2000) apresenta, no entanto, uma tabela da magnitude nas tensões admissíveis para anteprojetos, criada por Milititsky e Schnaid em 1995(Tabela 3).

Tabela 3: Tensão admissível para solos coesivos.

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (KN/m ²)		
		L= 0,75m*	L= 1,5m*	L=3,0m*
Dura	> 30	500	450	400
Muito rijá	15 – 30	250 – 500	200 – 450	150 – 400
Rijá	8 – 15	125 – 250	100 – 200	75 – 150

Média	4 – 8	75 – 125	50 – 100	25 – 75
Mole	2 – 4	25 – 75	< 50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

* Menor dimensão da fundação

Fonte: Schnaid, 2000.

2.3 FUNDAÇÕES

2.3.1 Definição

Fundações são elementos que tem por principal finalidade transmitir as cargas da obra para o solo propriamente dito (CAPUTO 1977).

A solidez de uma edificação depende, em primeiro lugar, de uma fundação bem dimensionada. Para isso, a Engenharia já evoluiu a ponto de garantir que até as estruturas mais pesadas mantenham-se estáveis e, é claro, sem recalques consideráveis, mesmo em solos ruins. A variedade de sistemas, equipamentos e principalmente processos executivos, é enorme, restando o desafio de identificar a maneira mais adequada de acordo com as peculiaridades da obra e do terreno (BIANCHIN, 2013).

Caputo (1977) explica que estudo de toda fundação compreende preliminarmente duas etapas essencialmente distintas: cálculo das cargas atuantes sobre a fundação e estudo do terreno. Com esses dados, passa-se à escolha do tipo de fundação, tendo presente que:

- a) as cargas de estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las sem ruptura;
- b) as deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as de estrutura;
- c) a execução das fundações não deve causar danos às estruturas vizinhas;
- d) ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve atender também ao aspecto econômico.

Segundo Hachich et al. (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação são:

- a) Topografia da área:
 - levantamento topográfico;
 - dados sobre taludes e encostas no terreno;
 - dados sobre erosões.

b) Dados geológicos/geotécnicos:

- investigação do subsolo;
- outros dados geológicos e geotécnicos.

c) Dados da estrutura a construir:

- tipo e uso que terá a nova obra;
- sistema estrutural;
- cargas.

d) Dados sobre construções vizinhas:

- tipo de estrutura e fundações;
- número de pavimentos, carga média por pavimento;
- desempenho das fundações;
- existência de subsolo;
- possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

As solicitações a que uma estrutura está sujeita podem ser classificadas de diferentes maneiras (HACHICH et al., 1998):

a) cargas vivas, separadas em:

- cargas operacionais;
- cargas ambientais;
- cargas acidentais.

b) Cargas mortais ou permanentes.

No Brasil, a norma NBR 8681 (ABNT, 2003) classifica as ações nas estruturas em:

- Ações permanentes: ocorrem com valores constantes durante praticamente toda a vida da obra.
- Ações variáveis: ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno da média.
- Ações excepcionais: têm duração exatamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da obra, mas que precisam ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

A norma NBR 8681/03 estabelece critérios para combinações destas ações na verificação dos estados-limite de uma estrutura:

- a) Estados-limite últimos (associados a colapsos parciais ou totais da obra);
- b) Estados-limite de utilização (quando ocorrem deformações, fissuras, etc.).

Segundo Hachich et al. (1998), os requisitos básicos a que um projeto de fundação deverá atender são:

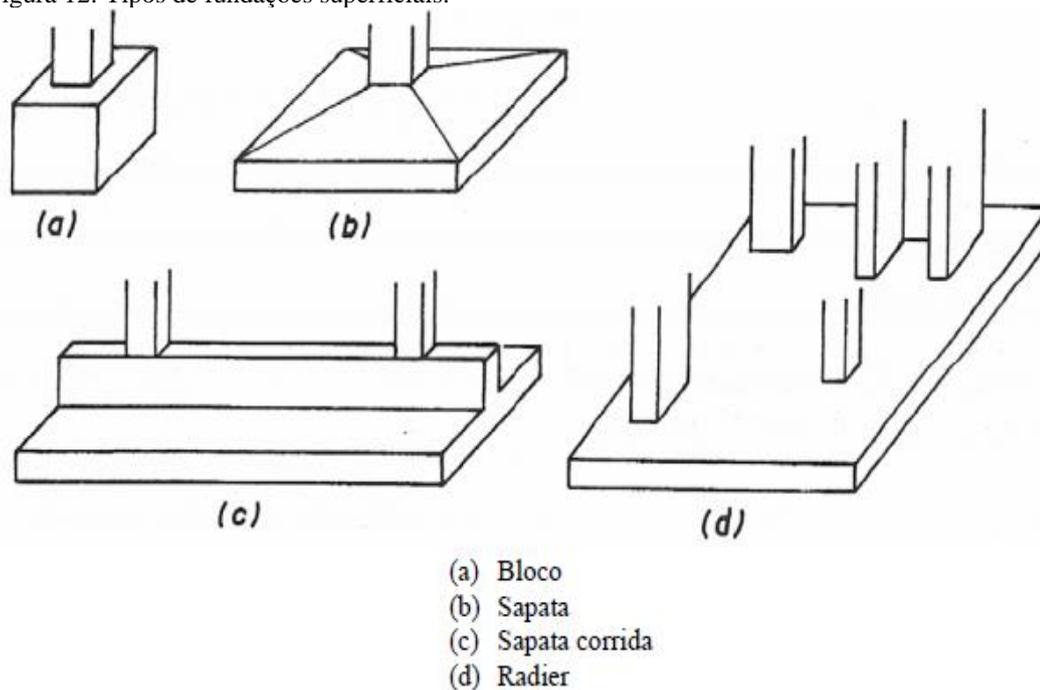
- a) deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- b) segurança adequada ao colapso do solo de fundação (“estabilidade externa”);
- c) segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (“estabilidade interna”).

Para Hachich et al. (1998), as fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais, rasas ou diretas e fundações profundas. A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma função profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura, sabe-se, atingem, acima da mesma, até duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão edificadas a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3m de profundidade.

2.3.2 Fundações superficiais

Segundo Hachich et al. (1998), são exemplos de fundações superficiais (a Figura 12 ilustra tais tipologias):

Figura 12: Tipos de fundações superficiais.

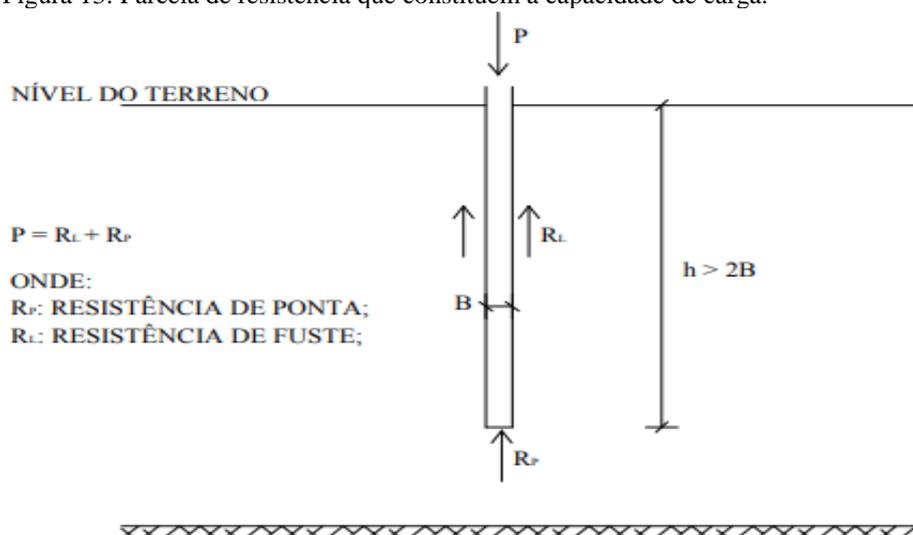


- *Bloco* — elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- *sapata* — elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;
- *viga de fundação* — elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de baldrames, ou tipo sapata, armadas;
- *grelha* — elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- *sapata associada* — elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;
- *radier* — elemento de fundação que recebe todas as cargas da superestrutura e transfere para o solo.

2.3.3 Fundações profundas

Segundo a NBR 6122/2010, define-se como fundação profunda aquela que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas. Além disto, nas fundações profundas a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação, conforme esquematicamente mostrado na Figura 13.

Figura 13: Parcela de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: Aoki, 2010.

Segundo Hachich et al. (1998), as fundações profundas são divididas em três tipos principais:

- Estaca – elemento de fundação profunda executada com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda de forma mista, envolvendo mais de um destes processos.
- Tubulão – elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a decida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a decida de operário).
- Caixão – elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavações interna.

2.3.3.1 Fundações por Estacas

Hoje no mercado existe uma grande variabilidade de estacas disponíveis como elemento de fundação, onde suas diferenças são classificadas principalmente pelo método executivo e pelo material constituinte (PORTO, 2015).

De acordo com Hachich et al. (1998), existem vários métodos para a classificação das estacas, mas o principal é através do processo executivo, sendo eles:

- Estacas moldadas in loco:
 - Estacas tipo Franki;
 - Estacas sem lama bentonítica: estacas tipo Strauss, estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal, estacas tipo broca, etc;
 - Estacas tipo hélice contínua;
 - Estacas escavadas com lama bentonítica;
 - Estacas injetadas: micro estacas e as estacas-raiz;
- Estacas pré-moldadas:
 - Estacas de concreto;
 - Estacas de madeira;
 - Estacas metálicas, etc.

Conforme Marangon (2009) algumas informações sobre os métodos das estacas são de suma importância para a tomada de decisão em um projeto de fundação. Em todos os métodos

existe seus pontos negativo e pontos positivos que são fundamentais na hora de se projetar. A seguir será apresentado definições, vantagens e desvantagens dos principais tipos de estacas empregadas no Brasil como elemento de fundação.

- Estaca tipo Franki: Estaca executada por meio da cravação no terreno de um tubo de ponta fechada, por meio da bucha, e execução de uma base alargada, que é obtida introduzindo-se no terreno certa quantidade de material granular por meio de golpes de um pilão. Pelas características do processo executivo, as estacas tipo Franki não são recomendadas para execução em terrenos com matacões, situações em que as construções vizinhas não possam suportar grandes vibrações, e terrenos com camadas de argila mole saturada, devido aos possíveis problemas de estrangulamento do fuste (HACHICH et al., 1998).
- Estaca tipo broca: Tipo de fundação profunda executada por perfuração com trado, e posterior concretagem in loco, normalmente com diâmetro variando entre 15 e 25 cm e comprimento de até 6,0 m. As estacas tipo broca apresentam como vantagem o fato de não provocar vibrações durante a sua execução, evitando desta forma, danos nas estruturas vizinhas, além de poder servir de cortinas de contenção para construção de subsolos, quando executadas de forma justapostas. Entretanto, as principais desvantagens referem-se às limitações de execução em profundidades abaixo do nível d'água, principalmente em solos arenosos, devendo-se também evitar a sua execução em argilas moles saturadas, a fim de evitar possíveis estrangulamentos no fuste da estaca (MARANGON, 2009).
- Estaca tipo Strauss: Estaca executada por perfuração através de piteira, com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem in loco. A execução requer um equipamento constituído de um tripé de madeira ou de aço, um guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), uma sonda de percussão munida de válvula em sua extremidade inferior, para a retirada de terra, um soquete com aproximadamente 300 kg, tubulação de aço com elementos de 2 a 3 metros de comprimento, rosqueáveis entre si, um guincho manual para retirada da tubulação, além de roldanas, cabos de aço e ferramentas. A estaca tipo Strauss apresenta a vantagem de leveza e simplicidade do equipamento, o que possibilita a sua utilização em locais confinados, em terrenos acidentados ou ainda no interior de construções existentes, com o pé direito reduzido. Outra vantagem operacional é de o processo não causa vibrações que poderiam provocar danos nas edificações vizinhas ou instalações que se encontre em situação relativamente precária. Para situações em que se tenha a necessidade de se executar a escavação abaixo do nível d'água em solos arenosos, ou no caso de argilas moles saturadas, não é recomendável o emprego das estacas do tipo Strauss por causa do risco de estrangulamento do fuste durante a concretagem (MARANGON, 2009).

- Estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal: Este tipo de estaca é executado a partir de uma escavação prévia feita no terreno por um trado helicoidal mecânico onde, posteriormente, é feita a concretagem in loco. Pelas características do processo executivo pode-se observar que este tipo de estaca é encontra-se no grupo de estacas que não provocam descolamento do solo durante a sua execução. A vantagem desta técnica consiste na grande mobilidade, versatilidade e produtividade, além do fato de não produzir qualquer tipo de vibração no terreno, e permitir a amostragem do solo escavado. Entretanto, a sua utilização restringe-se a execução de fundações em profundidades acima do nível d'água, e em solos coesivos (MARANGON, 2009).
- Estacas tipo hélice contínua: Tipo de fundação profunda constituída por concreto moldado in loco, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno. Dentre as principais vantagens deste tipo de estaca destacam-se a elevada produtividade, promovida pela versatilidade de equipamento, que por sua vez leva à economia devido à redução dos cronogramas de obra, pode ser executada na maior parte dos maciços de solo, exceto quando ocorrem matacões e rochas, não produz distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos a percussão, controle de qualidade dos serviços executados, além de não causar a descompressão do terreno durante a sua execução. As principais desvantagens estão relacionadas ao porte do equipamento, que necessita de áreas planas e de fácil movimentação, pela sua produtividade exige central de concreto no canteiro de obras, e pelo seu custo é necessário um número mínimo de estacas a se executar para compensar o custo com a mobilização do equipamento (MARANGON, 2009).
- Estacas injetadas: Tipo de fundação profunda executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de cimento ou argamassa de cimento e areia, com o objetivo de garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência por atrito lateral, de ponta, ou de ambas. A injeção do produto aglutinante pode ser feita durante, ou após a instalação da estaca. Segundo Hachich et al. (1998), as estacas injetadas diferem dos demais tipos por poderem ser executadas com maiores inclinações (0° a 90°), apresentar resistência de fuste bastante superior, se comparada aos demais tipos de estaca com mesmos diâmetros, e resistir a esforços de compressão e tração, desde que convenientemente armadas, com a mesma eficiência, pelo fato de resistir à carga de trabalho praticamente apenas por atrito lateral. Dentre as suas aplicações podem ser citadas: estabilização de encostas, reforço de fundações, execução de fundações em terrenos com blocos de rocha ou antigas fundações, execução de fundações em alto mar (“offshore”), etc.

Conforme M. Marangon (2009) em função do processo de injeção do agente aglutinante, as estacas injetadas são normalmente divididas em dois grupos:

Estacas-raiz: são aquelas em que se aplicam injeções de ar comprimido, a baixas pressões (inferiores a 5,0 MPa), imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, simultaneamente com a remoção do revestimento;

Micro estacas: as injeções são realizadas empregando-se válvulas tipo “manchete” instaladas nas escavações previamente realizadas.

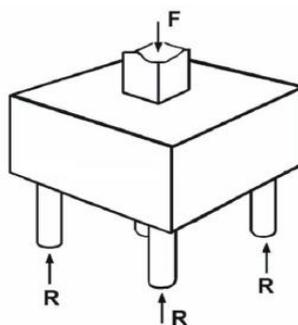
- Estacas pré-moldadas: As estacas pré-moldadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração, podendo ser constituídas por um único elemento estrutural ou pela associação de dois desses materiais, quando será então denominada de estaca mista. Pela natureza do processo executivo este tipo de estacas classifica-se como estacas de grande deslocamento. As estacas pré-moldadas são ainda subdivididas, conforme o material empregado na sua execução, em Estacas de concreto, estacas de madeira, e estacas de aço. Uma das principais desvantagens do método das estacas pré-moldadas são as perturbações produzidas no solo durante o processo de cravação (MARANGON, 2009).

Segundo ABNT NBR-6122 (2010), o espaçamento mínimo entre estacas pode ser definido por 2,5 vezes o diâmetro para estacas pré-moldadas e 3,0 vezes o diâmetro para estacas moldadas “in loco”. Em ambos os casos, esse valor não pode ser inferior a 60 cm.

2.3.4 Blocos sobre estacas

Nas fundações, de modo geral, a transmissão das cargas da superestrutura aos elementos de fundação não pode ser feita diretamente (REBELLO, 2008). Para isso é necessário um elemento de ligação entre a superestrutura e os elementos de fundação, denominado bloco de fundação ou bloco de coroamento como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14: Bloco de coroamento para 4 estacas, onde F é a carga da superestrutura e R são as reações nas estacas.

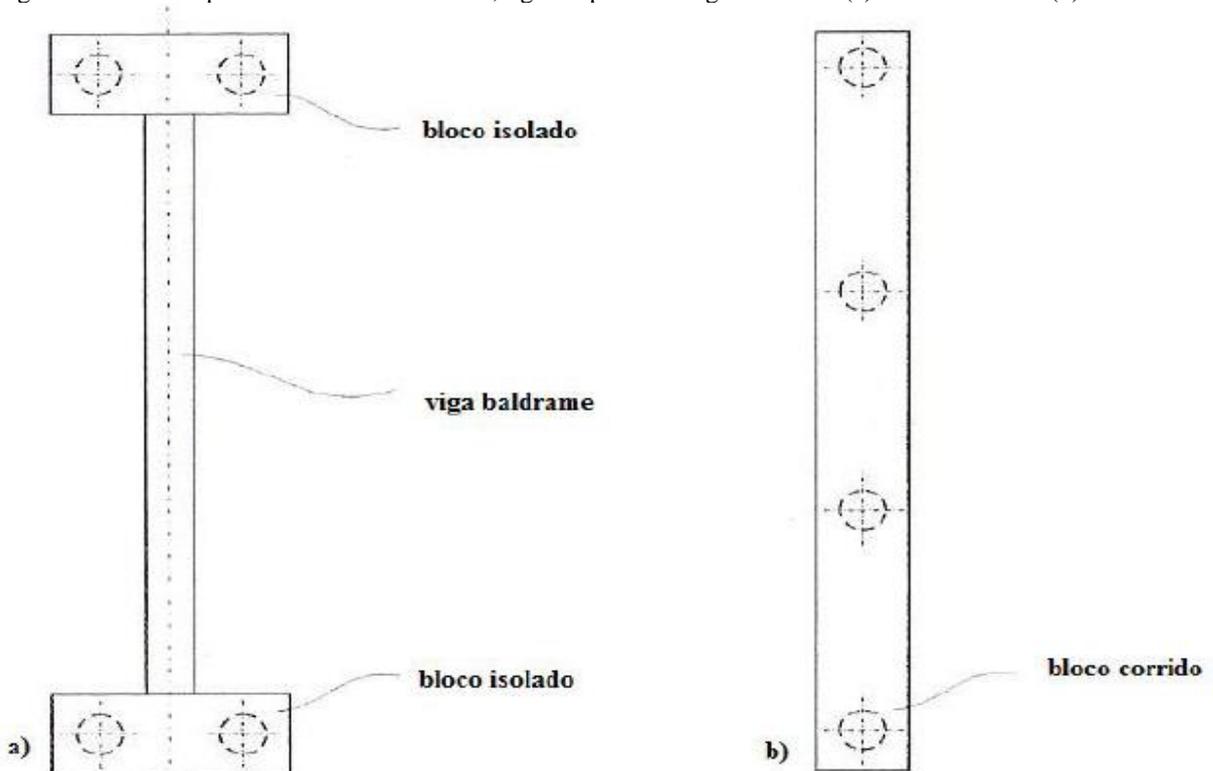


Segundo Caputo (1987), os blocos de coroamento são maciços de concreto armado que solidarizam as cabeças de um grupo de estacas, distribuindo-lhes as cargas dos pilares. Outra função dos blocos é a de absorver os momentos devidos a forças horizontais e outras solicitações.

De acordo com Rebello (2008), em princípio, pode-se agrupar sob um mesmo bloco a quantidade de estaca que for necessária. No entanto, quando maior o número de estacas agrupados menor será a eficiência do conjunto. Um conjunto com grande número de estacas leva a uma perda de eficiência que muitas vezes não justifica seu uso. Assim, é mais interessante utilizar estacas de maior capacidade, reduzindo a quantidade, a perda de eficiência do bloco.

As cargas distribuídas provenientes, principalmente, das alvenarias estruturais, são comumente transmitidas às fundações profundas pelas vigas baldrame que se apoiam em blocos isolados Figura 15 a. Por serem uniformes e distribuídas sobre uma linha, pode-se distribuir essas cargas ao longo de uma linha de estacas uniformemente espaçadas, gerando uma espécie de bloco contínuo, ou bloco corrido Figura 15 b. A experiência tem mostrado que o uso de bloco corridos para cargas uniformemente distribuídas é mais econômico e apresenta grande facilidade de execução (SÉRVULO, 2012).

Figura 15: Blocos apoiados sobre duas estacas, ligados por uma viga baldrame (a) e bloco corrido (b).

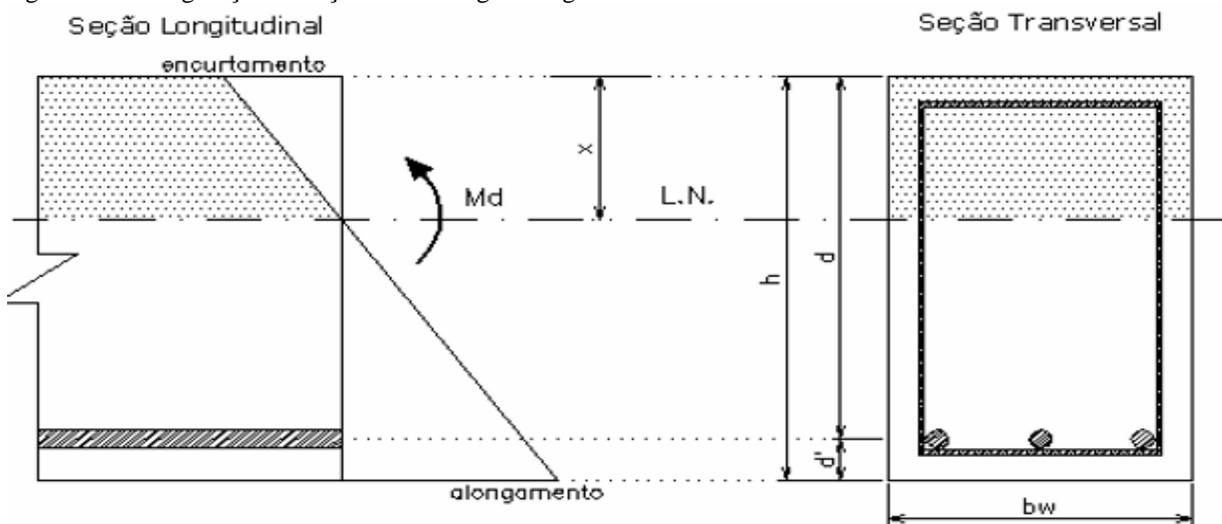


Fonte: Rebello, 2008.

2.3.4.1 Dimensionamento à flexão simples

A flexão subentende a existência de uma zona comprimida e outra tracionada, ao longo doanel de coroamento (bloco). A Figura 16 ilustra o comportamento da viga sob flexão, onde: (h) altura total da seção, (d') distância do centro de gravidade da armadura à borda tracionada da seção, (d) altura útil = h – d', (b_w) base da seção e (x) distância da linha neutra à borda da região mais comprimida da seção (SÉRVULO, 2012).

Figura 16: Configuração da seção de uma viga retangular submetida à flexão.



Fonte: CHAER e OLIVEIRA (2003).

Equações para dimensionamento segundo Chaer e Oliveira. (2003).

a) Momento de Cálculo:

$$M_d = 1,4 * M_k \quad (2)$$

b) Posição da Linha Neutra:

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) \quad (3)$$

c) Domínio da solicitação:

$$K_x = \frac{x}{d} \quad (4)$$

Para $0 < K_x < 0,259 \rightarrow$ Domínio 2

$0,259 < K_x < 0,628 \rightarrow$ Domínio 3 (seções sub-armadas)

$0,628 < K_x < 1 \rightarrow$ Domínio 4 (seções super armadas)

d) Área de armadura:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4x)} \quad (5)$$

2.3.5 Critérios para escolha do tipo de estaca

Segundo Hachich et al., (1998), para a escolha do tipo de estaca a ser utilizada em uma determinada obra devem ser observados os seguintes aspectos:

a) Esforços nas fundações, procurando distinguir:

- nível das cargas nos pilares;
- ocorrência de outros esforços além dos de compressão (tração e flexão).

b) Características do subsolo, em particular quanto à ocorrência de:

- argilas muito moles, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas *in situ*;
- solos muito resistentes (compactos ou com pedregulhos) que devem ser atravessados, dificultando ou mesmo impedindo a cravação de estacas de concreto pré-moldadas;
- solos com matacões, dificultando ou mesmo impedindo o emprego de estacas cravadas de qualquer tipo;
- nível de lençol d'água elevado, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas *in situ* sem revestimento ou uso de lama;
- aterros recentes (em processo de adensamento) sobre camadas moles, indicando a possibilidade de atrito negativo; neste caso, estacas mais lisas ou com tratamento betuminoso são mais indicadas.

c) Características do local da obra, em particular:

- terrenos acidentados, dificultando o acesso de equipamentos pesados;
- local com obstrução na altura;

- obra muito distante de um grande centro, encarecendo o transporte;
- ocorrência de lâmina d'água.

d) Características das construções vizinhas, em particular quanto:

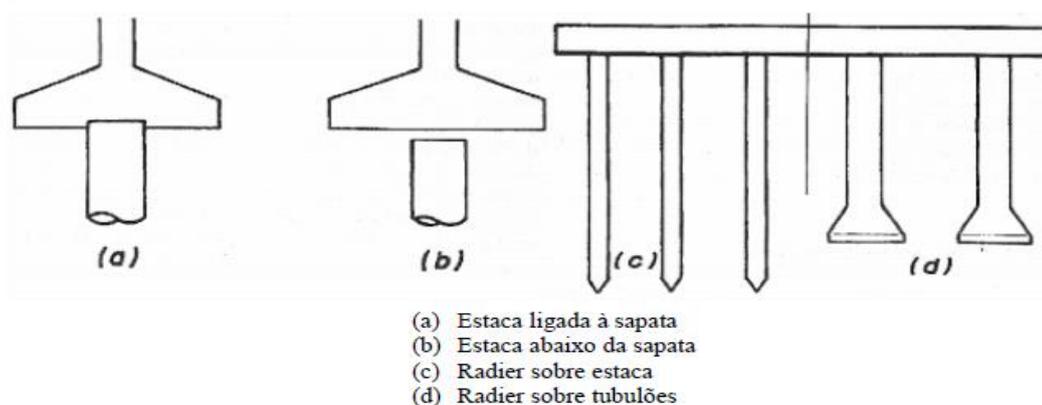
- ao tipo de profundidade das fundações;
- à existência de subsolos;
- à sensibilidade a vibrações;
- a danos já existentes.

2.3.6 Fundações mistas

Hachich et al. (1998) afirmam que as fundações mistas são aquelas que associam fundações superficiais e profundas conforme Figura 17 e se dividem:

- Sapatas sobre estacas – associação de sapata com uma estaca (chamada de “estaca T” ou “estapata”, dependendo se há contato entre a estaca e a sapata ou não).
- Radiers estaqueados – radiers sobre estacas (ou tubulões,) transfere parte das cargas que recebe por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas. Conforme os critérios recomendados no item 19.5 da NBR6118:2007 é necessário a verificação da punção em radier estaqueados. Segundo MELGES (1995) A ruína por punção ocorre nas regiões próximas a forças concentradas ou a pequenas áreas carregadas, como é o caso da ligação laje-pilar. Esta forma de ruína se caracteriza pelo deslocamento vertical da laje ao longo de uma superfície tronco-cônica, cujas geratrizes possuem inclinação de aproximadamente 30º em relação ao plano médio da laje.

Figura 17: Tipos de fundações mistas



Fonte: Hachich et al., 1998.

2.4 Escolha da fundação

Segundo Hachich et al. (1998), algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação. Outras obras podem permitir uma variedade de soluções. Neste caso, é interessante proceder-se a um estudo de alternativas e fazer a escolha com base em:

- menor custo;
- menor prazo de execução;
- maquinário disponível na região.

Neste estudo de alternativas pode-se incluir mais de um tipo de fundação superficial ou mais de um nível de consolidação – e mais de um tipo de fundação profunda. Na avaliação de custos e prazos é importante considerar escavações e reaterros. A alternativa de estacas pode apresentar menos custo global se considerarmos o menor volume dos blocos de coroamento e o menor movimento de terra. Assim, é válido se estudar mais de uma alternativa e comparar custos e prazos de execução (HACHICH et al., 1998).

2.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga de fundação profunda

Serão apresentados três métodos de fundação semiempíricos brasileiros: Aoki Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978) e Teixeira (1996), que são amplamente utilizados nos escritórios de projeto de fundações, inclusive no exterior.

É importante ressaltar que a NBR 6122/2010 preconiza que, no caso específico de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, o que equivale a um mínimo de 80% para a resistência lateral.

2.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975) – Fundações profundas

Cintra (2010 apud Aoki e Velloso 1975) explica que a capacidade de carga da estaca (R) é obtida através da soma entre a resistência de ponta (R_p), e a resistência lateral (R_l), obtendo-as pelas seguintes equações:

$$R = R_l + R_p \quad (6)$$

$$R_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p \quad (7)$$

$$R_l = \sum \left(\frac{\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot U \cdot \Delta_L}{F_2} \right) \quad (8)$$

Onde;

K = Coeficiente de correlação (N_{SPT}) com resultados de cone (CPT) (Tabela 4);

N_p = Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

A_p = Área da ponta da estaca (m²);

F_1 e F_2 = Fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT (Tabela 5);

α = Razão de atrito com a camada;

N_L = Índice de resistência à penetração médio na camada de solo da espessura Δ_L ;

Δ_L = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Tabela 4: Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
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

Fonte: Cintra, 2010.

Tabela 5: Fatores de Correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2F1
Escavada	3,0	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ómega	2,0	2F1

Fonte: Cintra, 2010.

2.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) – Fundações profundas

Cintra (2010 apud Décourt 1978) introduz fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga em:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (9)$$

Onde;

C = Coeficiente característico do solo (Tabela 6);

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

α = Fator em função do tipo de estaca e solo (Tabela 7).

β = Fator em função do tipo de estaca e solo (Tabela 8).

A_p = Área da ponta da estaca (m²);

N_l = Valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste;

L = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Cintra (2010 apud Décourt 1978) transforma os valores tabelados na expressão (10) e estende o limite superior de $N_l=15$ para $N_l=50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N_l \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

$$R_l = 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (10)$$

Tabela 6: Coeficiente característico do solo C.

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

* Alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Cintra, 2010.

Tabela 7: Valor do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

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

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra, 2010.

Tabela 8: Valor do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

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

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra, 2010.

2.5.3 Método de Teixeira (1996) – Fundações profundas

Cintra (2010 apud Teixeira 1996) propõe uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α e β :

$$R = R_p + R_l = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (11)$$

Onde;

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

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

α = Parâmetro (Tabela 9)

β = Parâmetro (Tabela 10)

O método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com N_{SP} normalmente inferior a 3. Nesse caso, a tensão de atrito lateral (r_l) é dada pela Tabela 11, em função da natureza do sedimento argiloso (CINTRA 2010).

Tabela 9: Valores do parâmetro α .

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

Fonte: Cintra, 2010.

Tabela 10: Valores do parâmetro β .

Tipo de estacas	β (Kpa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra, 2010.

Tabela 11: Valores do atrito lateral r_l .

Sedimento	r_l (Kpa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila Transicional (AT)**	60 a 80

*SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas – camadas situadas até cerca de 20 a 25 metros de profundidade, com valores de N_{SPT} inferiores a 3, de coloração cinza-escuro, ligeiramente pré-adensada.

** AT: argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{SPT} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-claro, contenções de pré-adensamento maiores do que aquelas de SFL.

Fonte: Cintra, 2010.

2.6 Fator de segurança fundação profunda

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), o fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0 e para carga resistente de projeto é 1,4.

2.7 Recalque em fundações profundas

Sabe-se que qualquer projeto de fundações deve atender aos critérios dos estados limite último (ELU), que faz referência à capacidade de carga da estrutura e, concomitantemente ao estado limite de serviço (ELS), que está ligado às limitações impostas ao uso da estrutura. Do ponto de vista do estado limite de serviço, quando uma estrutura sofre recalque, os danos

causados podem impactar sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais (PRONUNCIATI, 2017).

Dentro desse contexto, alguns autores desenvolveram métodos semiempíricos de cálculo na tentativa de prever o quanto um elemento de fundação profunda irá recalcar, no presente trabalho será utilizado o método de Cintra e Aoki (2010).

2.7.1 Encurtamento Elástico

Segundo Pronunciati (2017 apud Cintra e 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:

- A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral e menor que a capacidade de carga. Dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
- A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Isto é, 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.

Conforme Pronunciati (2017 apud Cintra e Aoki, 2010) uma vez atribuído os valores de esforço normal da estaca, aplicando-se a Lei de Hooke, o encurtamento elástico da estaca pode ser obtido por meio da Equação 12:

$$\rho_e = \frac{1}{A * E_c} * \sum (P_i * L_i) \quad (12)$$

Em que:

ρ_e = encurtamento elástico da estaca (mm);

A = área da seção transversal do fuste da estaca (m²);

E_c = módulo de deformabilidade do concreto (MPa);

P_i = esforço normal médio na camada “i” (kN);

L_i = comprimento da camada “i” (m).

2.7.2 Recalque do solo

Segundo Cintra (2010), à estaca aplica cargas ao solo, ao longo do contato com o fuste e transmite a carga ao solo situado na ponta da estaca. Neste método, a parcela de recalque de uma estaca devido à carga de ponta é calculada considerando a força devido a reação de ponta, vertical e para baixo e que a aplicação dessa força gerará tensões nas camadas subjacentes. Admitindo que essa camada subjacente possua espessura “H” e que a distância vertical entre o ponto de aplicação da carga até o topo dessa camada seja “h” e, supondo que a propagação de tensões ocorra na proporção 1:2 (horizontal e vertical, respectivamente), o acréscimo de tensões pode ser obtido a partir da Equação 13:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{h}{2})^2} \quad (13)$$

Em que:

$\Delta\sigma_p$ = acréscimo de tensões (kPa);

D = diâmetro da base da estaca (m);

P_p = reação de ponta (kN);

H = espessura da camada subjacente (m);

h = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).

Pronunciati (2017 apud Cintra e Aoki, 2010) explica que a parcela de recalque devido à reação às cargas laterais é calculada de maneira semelhante a anterior, isto é, considera-se que as reações às parcelas de resistência lateral também produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente. Dessa forma, tem-se que o acréscimo de tensões devido às reações às parcelas de resistência lateral através da Equação:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D + h + \frac{h}{2})^2} \quad (14)$$

Em que:

$\Delta\sigma_i$ = acréscimo de tensões (kPa);

D = diâmetro da base da estaca (m);

R_{li} = resistência de atrito lateral (kN);

H = espessura da camada subjacente (m);

h = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).

Finalmente, o recalque do solo (ρ_s) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade (CINTRA e AOKI, 2010), admitindo variação de tensões com as deformações de forma linear conforme equação 15:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H \right) \quad (15)$$

ρ_s = recalque devido ao solo (mm);

$\Delta\sigma$ = soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta (kPa);

H = comprimento da camada subjacente (m);

E_s = Módulo de deformabilidade da camada de solo (MPa).

3 METODOLOGIA

3.1 Metodologia da pesquisa

O presente trabalho tem como principal objetivo dimensionar a fundação de um silo de armazenagem, e para isso é preciso conhecer os carregamentos atuantes no sistema de base e fundação do silo.

Sendo assim será tomado como estudo de caso um silo em estrutura metálica de fundo plano, onde os carregamentos atuantes na base e fundação serão seguidos como as especificações da empresa fabricante do silo metálico.

Por meio do ensaio SPT estudar o tipo de solo onde pretende-se implantar o silo, e assim fazer o dimensionamento da fundação.

O propósito do estudo é proporcionar conhecimento e suporte para um tipo de obra que vem crescendo a cada dia no mercado brasileiro e mundial, principalmente no setor da agropecuária, onde o armazenamento se torna de suma importância aos produtores rurais, sendo possível estocar e monitorar seu produto com qualidade e segurança dentre outras atribuições que pode ter um silo de armazenagem.

3.2 Materiais sobre o estudo de caso

O presente estudo de caso conta com um sistema de silo de armazenagem a ser construído na cidade de Três corações – MG. O projeto da superestrutura, ou seja, a estrutura metálica será fornecida pela empresa Kepler Weber Industria S.A. A empresa fabrica equipamentos para armazenagem, beneficiamento e movimentação de grãos sólidos, desenvolvendo soluções completas de movimentação e armazenagem de grãos. O portfólio de produtos é composto por silos metálicos, transportadores horizontais e verticais, secadores de grãos, máquinas de limpeza, estruturas metálicas e acessórios diversos de instalação, além do projeto executivo das unidades (KEPLER WEBER, 2018).

Dentre os vários tipos e modelos da linha Kepler Weber o presente estudo de caso conta com o modelo do silo de fundo plano que possui características baixo custo por tonelada armazenada, sendo a melhor opção para armazenagens de longo período com a preservação da integridade e qualidade dos grãos.

O modelo do silo plano da Kepler Weber é o 42, possuindo 21 anéis, com um diâmetro médio de 12,73 metros e altura total 22,94 metros, possuindo aproximadamente um volume de 2600 m³.

3.3 Produto a ser armazenado

É de suma importância o conhecimento do produto a ser armazenado, pois, as pressões provenientes do material armazenado são preponderantes durante toda vida útil da estrutura e está depende diretamente das propriedades do material. O presente silo será projetado para armazenar milho a granel, suas características obtidas do EN 1991-4 (2006), conforme apresentado no Quadro 2.

Quadro 2: Característica do material armazenado (Milho)

Peso específico γ (kN/m ³)	Ângulo de repouso ϕ_r (graus)	Ângulo e atrito interno		Razão de pressão lateral		Coeficiente de atrito		Fator de referência para pressão local C_{OP}
		ϕ_I (graus)	α_φ	K	α_K	μ	α_μ	
8,0	35	31	1,14	0,53	1,14	0,36	1,24	0,9

Fonte: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDZATION, 2006.

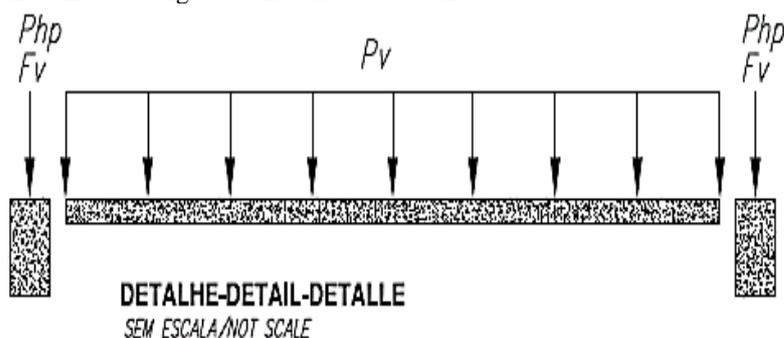
Sendo assim o modelo do silo em estudo é capaz de armazenar um montante aproximado de 2.080,00 toneladas de milho solto.

3.4 Cargas Atuantes na base

Para fins didáticos foi considerado no presente estudo de caso as cargas principais atuantes na base do silo, sendo elas provenientes do produto armazenado e peso próprio. Portanto, foi desconsiderada a ação do vento.

Para o cálculo da fundação do presente estudo de caso, serão adotadas as cargas fornecidas pela empresa fabricante do silo. A carga foi dimensionada considerando um peso específico do produto de 8,0 kN/m³, pois equivale ao peso específico do milho. Além disso, uma carga adicional de 40 kN por montante referente as passarelas. Sendo assim a Figura 18 apresenta o detalhe das cargas.

Figura 18: Detalhe das cargas atuantes na base do silo.



Fonte: Kepler Weber, 2014.

Onde;

P_{hp} (kN) = Carga concentrada da passarela por ponto de apoio;

F_v (kN) = Carga vertical total no anel;

P_v (kN /m²) = Pressão no fundo;

A carga vertical total é composta pelo peso próprio do silo mais a parcela de atrito entre o produto com a parede lateral. O Quadro 3 apresenta os valores variando em função da quantidade de anéis (chapas) do silo.

Quadro 3: Carga total no anel

Nº de anéis	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
F_v (kN)	3890	4430	4990	5570	6180	6820	7470	8140	8830	9540

Fonte: Kepler Weber, 2014.

A pressão no fundo é proveniente do produto armazenado, variando a pressão em função da quantidade de anéis conforme Quadro 4.

Quadro 4: Pressão no fundo

Nº de anéis	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
P_v (kN/m ²)	72	76	80	83	86	89	92	95	97	100

Fonte: Kepler Weber, 2014.

A carga adicional por montante de passarela (P_{hp}) é equivalente a 40 kN/montante, carga fornecida pela empresa Kepler Weber.

A Kepler Weber em seu projeto estabelece algumas notas importantes em relação ao projeto dos silos fabricados pela mesma, algumas são preponderantes para o dimensionamento da base e fundação, são elas:

- A Kepler Weber não se responsabiliza por problemas que venham a ocorrer devido a recalque na base ocasionado por erros no cálculo estrutural ou na avaliação das propriedades do solo.
- A resistência do concreto deve ser superior a 200kgf/cm² (20 MPa)
- Para o cálculo estrutural, devem ser admitidas as cargas conforme especificadas, escolhendo o modelo do silo apropriado, já prevendo futuras ampliações.

Segundo a Kepler Weber (2013), os silos metálicos de fundo plano descarregam a carga vertical no anel de base por meio dos seus montantes conforme Figura 19. Para cada diâmetro de silo há um número de montantes preestabelecidos.

Figura 19: Silo Kepler Weber montagem.



Fonte: Kepler Weber, 2013

3.5 Análise do laudo de sondagem

O terreno onde será implantado o silo está localizado no município de Três Corações – MG, mais precisamente nas proximidades da rodovia LMG 862 km 35, foi realizada sondagem a percussão do tipo SPT (Standard Penetration Test), antes do início da obra, a sondagem foi realizada conforme a norma NBR6484, realizando-se dois furos de sondagem para a área a ser construída de aproximadamente 130 m².

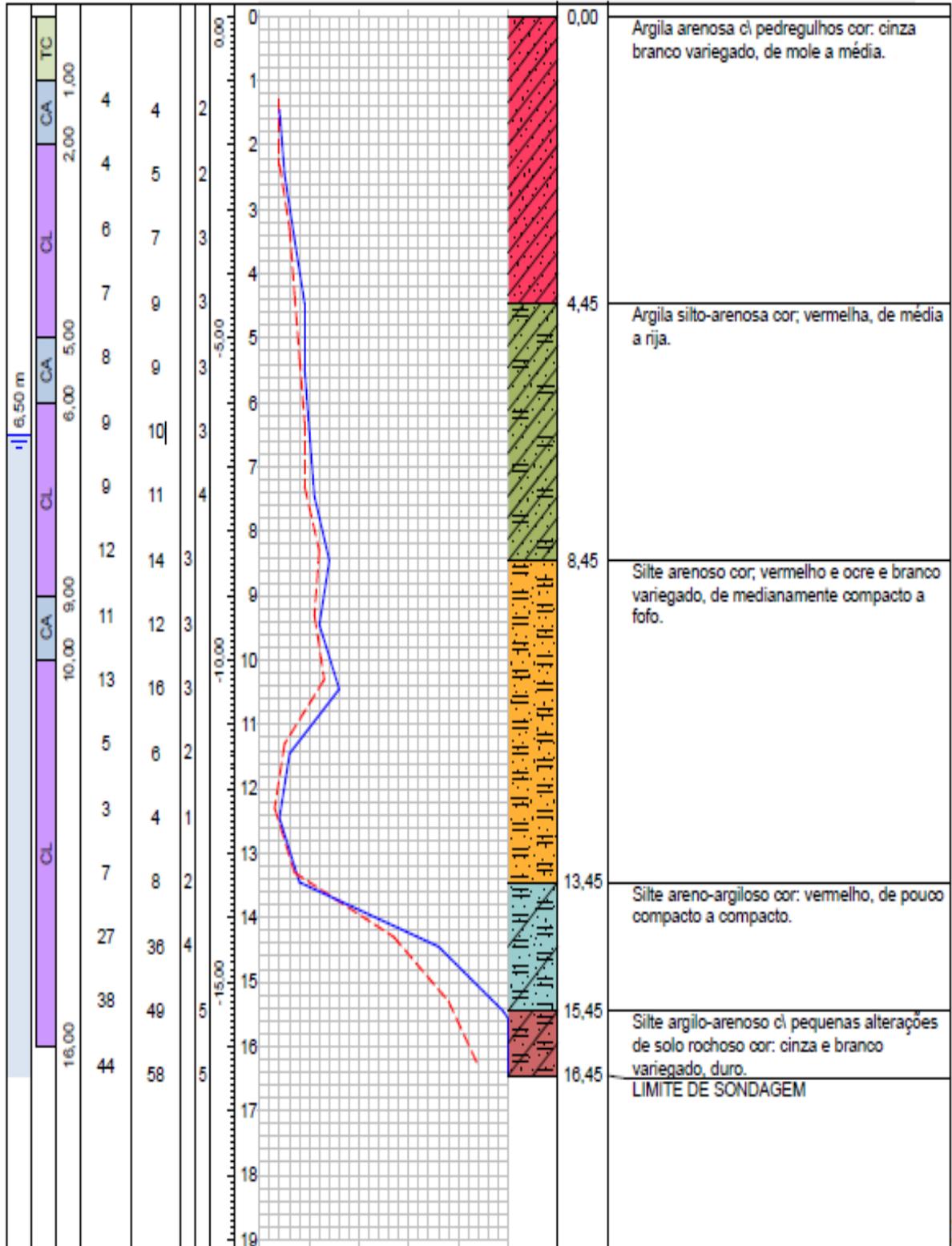
Pode - se observar nos perfis de sondagem, apresentados nas Figura 20 e Figura 21, que o solo apresenta um aumento gradativo de resistência até a profundidade de 10 m, porém pouco a baixo, aproximadamente entre 10 e 13 metros de profundidade há uma perda de resistência apresentando um solo pouco compacto a fofo, e a partir da profundidade de 13 metros o solo começa a ganhar boa resistência, variando gradativamente em, medianamente compacto, compacto e duro.

O laudo de sondagem também apresentou solo com nível d'água a uma profundidade de 6,50 metros na primeira sondagem e 7,50m na segunda sondagem, o que inviabiliza os métodos de fundações onde a presença de água no solo é prejudicial, como por exemplo o método de estacas Strauss, estaca Franki e estaca tipo broca.

O laudo não verificou presença de matacões no solo, dispensando assim a utilização de equipamento sofisticados até mesmo de detonação, facilitando o uso do método de fundações profunda.

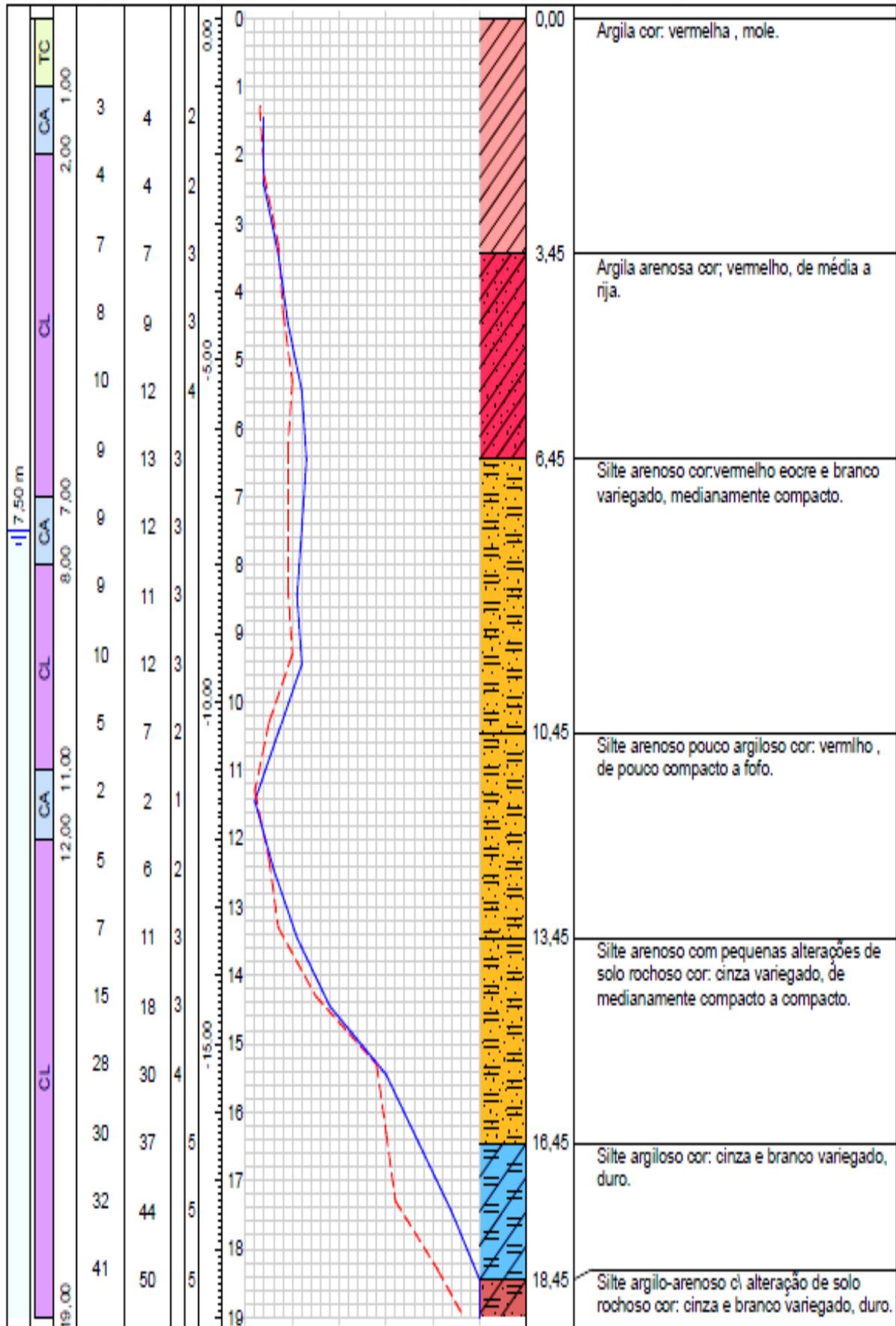
O terreno está localizado em uma área aberta, plana e de fácil acesso, de equipamentos de grande porte, utilizados para a execução da fundação, e não a presença de edificações vizinhas.

Figura 20: Perfil de sondagem SPT 01.



Fonte: Alencar, 2018.

Figura 21: Perfil de sondagem SPT 02.



Fonte: Alencar, 2018.

Alguns métodos de fundação são inviáveis devido o resultado do laudo de sondagem, com isso a grande variabilidade de métodos de fundação vai diminuindo, devido a ineficiência perante algumas situações, como por exemplo a presença do lençol freático no solo.

Sendo assim, será adotado para o dimensionamento estaca Hélice contínua, a qual atende todos os pré-requisitos mínimos para o projeto de fundação, e são comumente utilizadas para obras de silo.

Para dimensionamento serão utilizados os três métodos semiempíricos apresentados no referencial teórico, para capacidade de carga, com o objetivo de comparação entre os métodos e uma melhor eficiência na elaboração da fundação.

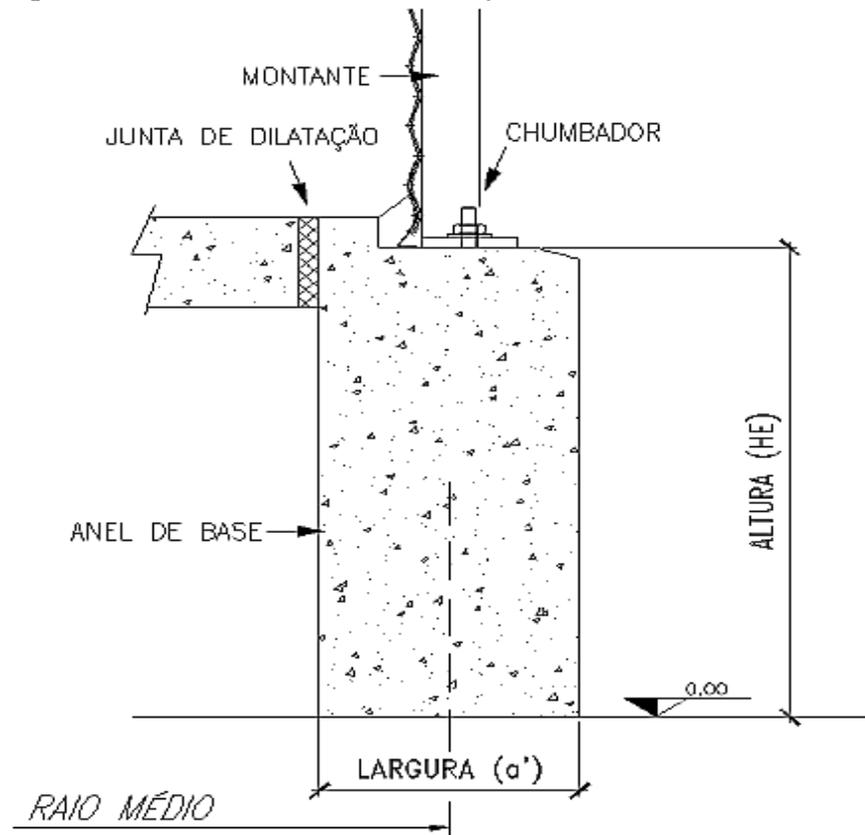
4 DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Para suporte a estrutura metálica e a atrito lateral do produto armazenado será necessário o dimensionamento de um elemento denominado de anel de coroamento sobre estacas, e para suporte do produto armazenado será necessário a utilização de um radier (Laje), o mesmo também sobre estacas, os respectivos elementos serão calculados utilizando software de cálculo estrutural Eberick V9.

4.1 Anel de coroamento

O anel de coroamento é o elemento em que se assenta a estrutura do silo, onde é apoiado os montantes como pode ser observado na figura 22.

Figura 22: Detalhe do anel de base dos silos plano KW.



Fonte: Kepler Weber, 2018.

A Kepler Weber estabelece as dimensões do anel da base do silo, em função do modelo, conforme estabelecidas no Quadro 5.

Quadro 5: Número de montantes e dimensões (m) do anel de base dos silos planos.

MODELO DO SILO	NÚMERO DE MONTANTES	ANEL DA BASE		
		RAIO MÉDIO	LARGURA (a')	Altura (HE)
30	20	4,635	0,30	0,80
33	22	5,112	0,35	0,80
36	24	5,572	0,35	0,80
42	28	6,470	0,35	0,80
48	32	7,385	0,35	0,80
54	36	8,285	0,35	0,80
60	40	9,195	0,35	0,80
72	48	11,015	0,35	0,80
90	60	13,735	0,35	0,80
105	70	15,985	0,40	0,80

Fonte: Kepler Weber, 2013.

Sendo assim com os dados do projeto disposto no item 3.2 deste trabalho é possível definir as dimensões do elemento, que para o modelo de silo 42 estabelece uma largura de 35cm e uma altura de 80cm.

4.2 Radier estaqueado

Para o presente estudo de caso o radier foi considerado como uma laje maciça apoiada diretamente sobre estacas sem interposição de vigas, permitindo a redução de possíveis recalques pelo solo, principalmente no caso de radier flexíveis.

É possível perceber que haverá um recalque considerável no solo devido a carga elevada que atuará no radier e a apresentação de um solo que não possui uma boa resistência inicial. Portanto, para este projeto de fundação será utilizado radier estaqueado minimizando os possíveis recalques.

O presente estudo de caso conta com silo de descarga e aeração superficial, ou seja, não há necessidade de perfuração no radier, isentando também de tuneis abaixo do solo, sendo possível facilmente trabalhar com radier estaqueado.

5 CONCEPÇÃO E LOCAÇÃO DAS ESTACAS

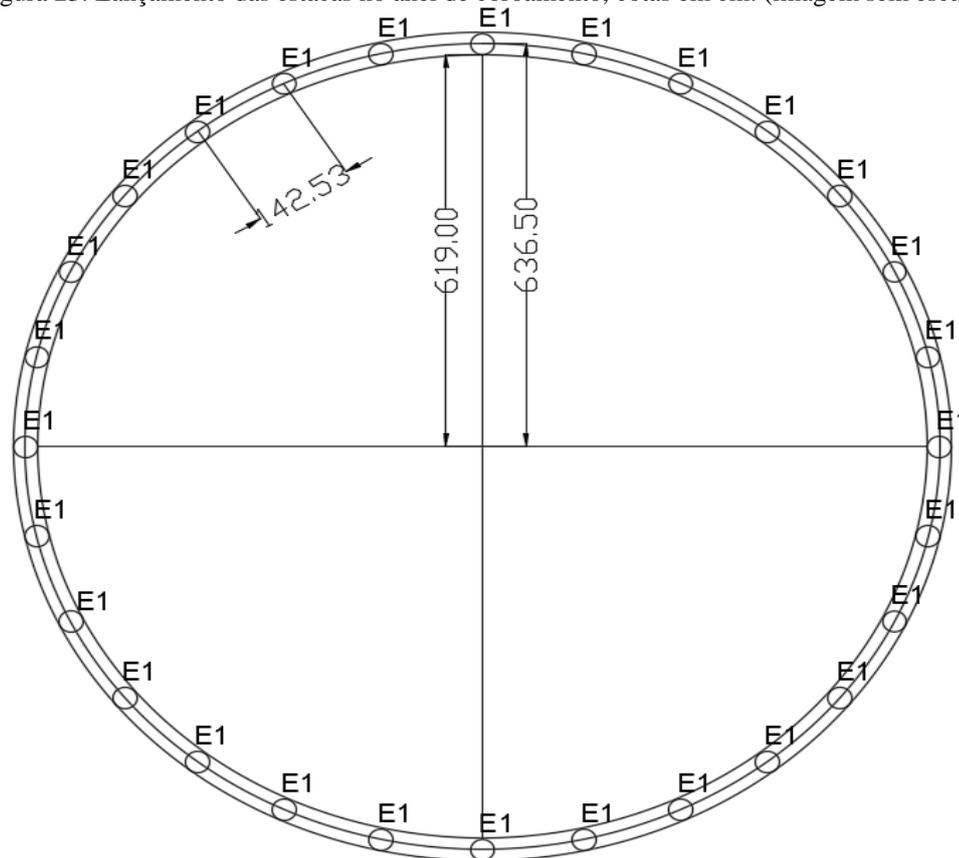
5.1 Anel de Coroamento

Como visto anteriormente a carga gerada no anel é distribuída pelos montantes da estrutura do silo propriamente dita, com isso, a Kepler Weber orienta os projetistas que adotem uma estaca por montante.

Seguindo as orientações, a concepção de lançamento das estacas para o silo em questão, serão adotadas 28 estacas Hélice Contínuas com diâmetro de 35cm para a distribuição das cargas geradas no anel.

A Figura 23 ilustra a distribuição das estacas no anel.

Figura 23: Lançamento das estacas no anel de coroamento, cotas em cm. (imagem sem escala)



Fonte: Autor, 2018.

Segundo NBR 6122-2010 o espaçamento mínimo entre eixos de estacas moldadas in loco é de 3 vezes o diâmetro da estaca, conforme equação 16:

$$S_{min} = 3 \times D \therefore 3 \times 35 = 105 \text{ cm} \quad (16)$$

Onde:

S_{min} (cm) = Espaçamento mínimo entre eixos

D (cm) = Diâmetro da estaca

Como pode se observar na Figura 23 as estacas possuem uma distância entre eixo de 142,53 cm sendo maior que o espaçamento mínimo permitido calculado na equação 15.

5.1.1 Cargas atuantes no Anel de coroamento

A força atuante no anel é a soma da Carga vertical total no anel (F_v), Carga concentrada da passarela por ponto de apoio (Php), dispostas no item 3.4 deste trabalho, e o peso próprio do anel de coroamento (Ppv), sendo assim temos:

$$C_{ta} = F_v + (Php \cdot n) \therefore 9540 + (40 \cdot 28) + 280 = 10940 \text{ kN} \quad (17)$$

$$Ppv = b \cdot h \cdot U \cdot \gamma_{concreto} \therefore 0,35 \cdot 0,8 \cdot 40 \cdot 25 = 280 \text{ kN} \quad (18)$$

$$U = \pi \cdot D \therefore \pi \cdot 12,73 \cong 40 \text{ m} \quad (19)$$

Onde:

C_{ta} (tf) = Carga total no anel;

F_v (tf) = Carga vertical total no anel (Quadro 3);

Php (tf) = Carga concentrada da passarela por ponto de apoio (item 3.4);

n (un) = número de montantes (Quadro 5);

Ppv (kN) = Peso próprio da viga;

B (m) = Base da viga;

H (m) = Altura da viga;

U (m) = Perímetro da viga;

D (m) = Diâmetro médio do silo.

5.1.2 Carga por estacas

Com base na carga total calculada no item anterior é possível obter a carga atuante para cada estaca conforme a equação 19.

$$C_{at} = \frac{C_{ta}}{N_{EST}} \therefore \frac{10940}{28} = 390,71 \text{ kN/estaca} \quad (19)$$

C_{at} (kN)= Carga atuante por estaca;

C_{tf} (kN)= Carga total no fundo;

n_{EST} (un)= Numero de estacas.

5.1.3 Capacidade de carga das estacas.

Utilizando uma planilha criada por Ferreira (2006), que realiza os cálculos e compara os métodos de Aoki Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978) e Teixeira (1996), foi possível calcular a capacidade de cargas da estaca, levando em consideração o ensaio SPT apresentado, pode-se observar na Tabela 12 para estaca Hélice Contínua de 35 cm de diâmetro.

Conforme descrito no referencial teórico (item 2.5) considerou-se 20% da capacidade de carga de ponta e 80% de atrito lateral.

Tabela 12: Relatório capacidade de carga para estaca Hélice Contínua de diâmetro 35 cm.

Relatório Final				
Estaca	Tipo		Diâmetro	N.A (m)
Moldada in-loco	Hélice contínua		35	7
Carga admissível na cota de apoio da estaca (KN)				
Cota (m)	Aoki-Veloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
19,00	456,02	363,48	357,01	392,17
Carga Geotécnica admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Veloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	9,13	2,31	10,89	7,44
2	14,40	2,89	17,92	11,74
3	26,53	19,43	28,16	24,70
4	43,26	35,70	43,43	40,80
5	59,39	52,96	59,23	57,19
6	73,03	70,49	76,10	73,22
7	98,91	102,29	95,03	98,74
8	110,90	119,08	109,33	113,10
9	129,51	133,15	125,75	129,47
10	125,60	143,67	138,68	135,98
11	115,03	155,79	147,72	139,51
12	133,59	175,61	161,75	156,99
13	161,46	205,36	182,30	183,04
14	203,93	242,19	207,87	218,00
15	275,59	281,22	241,26	266,02
16	343,34	320,76	277,55	313,88
17	331,96	334,93	290,62	319,17
18	381,59	371,80	318,55	357,31
19	456,02	363,48	357,01	392,17

Fonte: Autor, 2018.

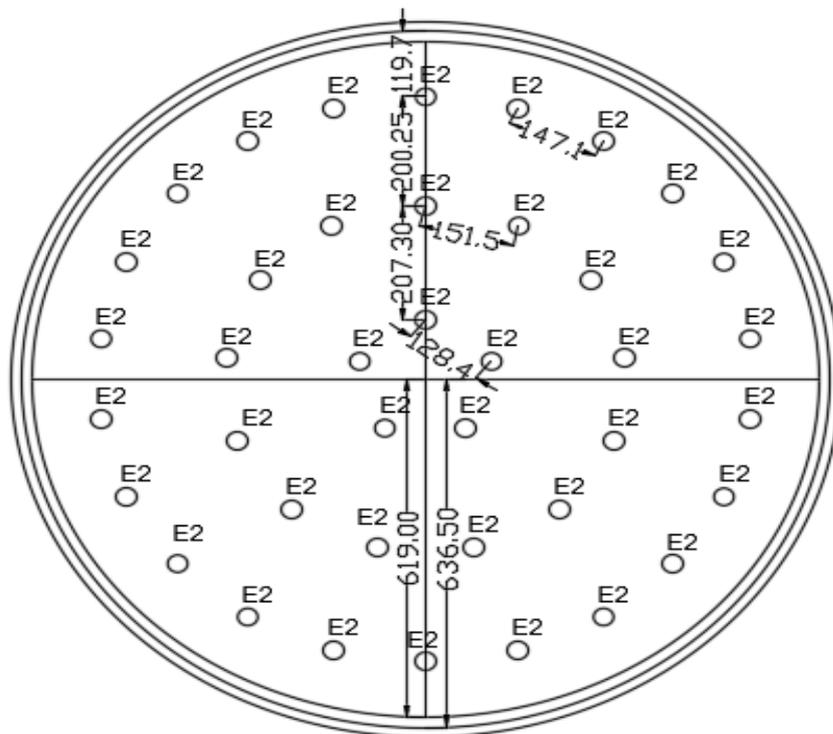
De acordo com os resultados obtidos na Tabela 12 é possível definir a profundidade e a capacidade da estaca, em função da carga atuante (calculada no item 5.1.2) de 390,71 kN. Sendo assim a cota mais favorável para assentamento é 19 m de profundidade, possuindo uma capacidade de carga admissível média entre as teorias de 392,17 kN.

5.2 Radier estaqueado

A concepção e distribuição das estacas no radier, foi definida de forma que haja um equilíbrio das forças atuantes destacando que não há necessidade de abertura na laje, conforme apresentado no item 4.2. Assim, foi adotado pelo autor uma distribuição circular para as estacas, adotando uma área aproximada de 3m² para cada. Como a área do Radier é de 120 m² foram adotadas 40 estacas Hélice Contínuas com diâmetro de 35 cm para distribuição das cargas geradas no Radier.

Portanto o radier possuirá 22 estacas no raio externo com espaçamento de 147,1 cm uma da outra e 200,25 cm do raio intermediário que, por sua vez possui 13 estacas espaçadas a 151,5 cm. Por fim, o raio interno possuirá 5 estacas com distância entre eixos de 128,4 cm. Para mais detalhes a Figura 24 ilustra a distribuição das estacas no radier.

Figura 24: Lançamento das estacas no Radier, cotas em cm. (imagem sem escala)



Fonte: Autor, 2018.

Além disso foi concebido de forma que todos os espaçamentos atendam a condição mínima de 3 vezes o diâmetro da estaca como estabelecido no item 5.1, o espaçamento mínimo entre eixo de estacas moldada in loco deste estudo de caso é de 105 cm. Como pode-se observar na Figura 24 todas as estacas respeitam a condição.

5.2.1 Cargas atuantes no Radier estaqueado.

A força atuante no radier é a pressão no fundo do silo (P_v) multiplicado pela área de projeção da estrutura mais o peso próprio do radier, conforme equação 20 e 21:

$$A_f = \frac{\pi \cdot Di^2}{4} \therefore \frac{\pi \cdot 12,38^2}{4} \cong 120 \text{ m}^2 \quad (20)$$

$$C_{tf} = A_f * P_v \therefore 120 * 100 = 12000 \text{ kN} \quad (21)$$

Onde;

C_{tf} (kN) = Carga total no fundo;

P_v (kN/m²) = Pressão no fundo (Quadro 4);

A_f (m²) = Área do fundo;

Di (m) = Diâmetro interno do silo;

O peso próprio da estrutura ainda não pode ser calculado, visto que não se tem a espessura da laje, após a definição será acrescentada a parcela de peso próprio em cada estaca e assim será verificada a capacidade de carga novamente.

5.2.2 Carga por estacas

Com base na carga total calculada no item anterior é possível obter a carga atuante para cada estaca conforme a equação 22.

$$C_{at} = \frac{C_{tf}}{n_{EST}} \therefore \frac{12000}{40} \cong 300 \text{ kN/estaca} \quad (22)$$

Onde;

C_{at} (kN)= Carga atuante por estaca;

C_{tf} (kN)= Carga total no fundo;

n_{EST} (un)= Numero de estacas.

Seguindo os resultados de capacidade de carga da Tabela 12 disposta no item 5.1.2 deste trabalho, é possível definir a profundidade e a capacidade da estaca inicial, visto que a carga atuante é de 300 kN, sendo assim, a cota mais favorável inicial para assentamento é de 16 m de profundidade, possuindo uma capacidade de carga média admissível de 313,88 kN.

A flexocompressão será verificada no tópico de dimensionamentos dos elementos estruturais mais precisamente no tópico de estacas.

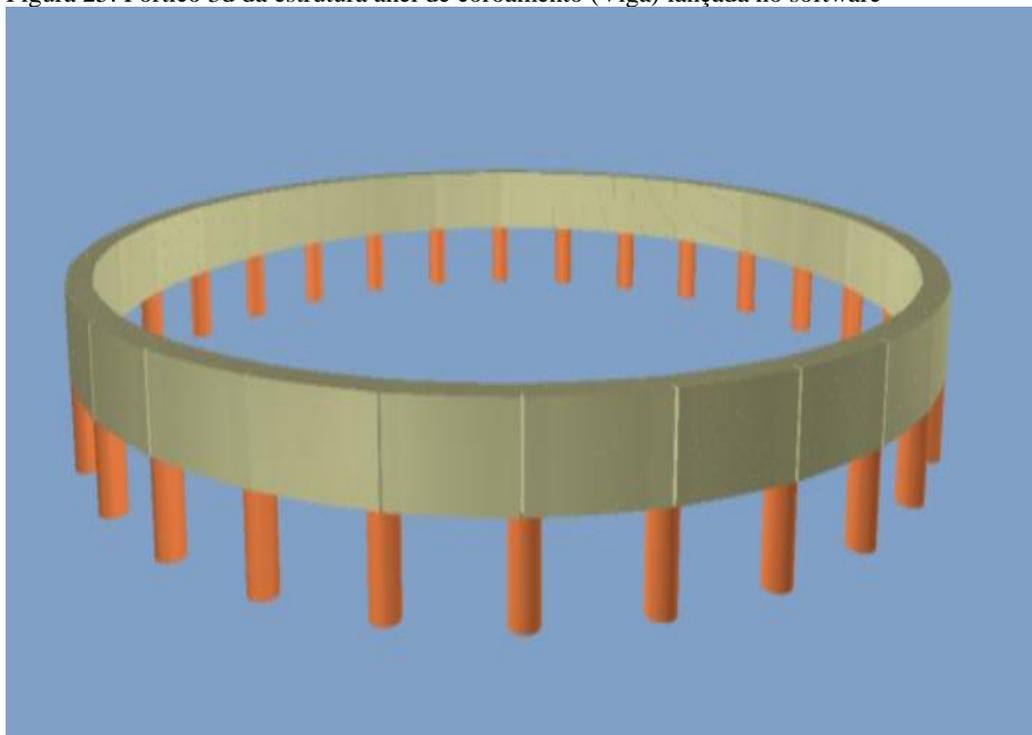
6 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para cálculo dos elementos estruturais (anel de coroamento e laje), será utilizado o software de cálculo estrutural Eberick V9.

6.1 Anel de Coroamento

Como definido no item 4.1, o anel de coroamento possui seção de 35cm de base e 80cm de altura, conforme a concepção e locação das estacas, a estrutura foi lançada no software de cálculo estrutural como ilustra a Figura 25.

Figura 25: Pórtico 3d da estrutura anel de coroamento (Viga) lançada no software

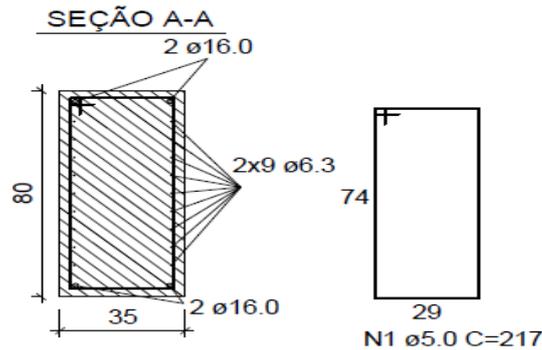


Fonte: Eberick V9, 2018.

Os 28 montantes constituintes na superestrutura do silo aplicam uma carga total de 9540kN no anel mais uma carga de 40kN por montante, totalizando uma carga de 10660kN.

Após todo o lançamento efetuado, foi processada a estrutura e gerada as armaduras conforme Figura 26 e quadro resumo de aço conforme Tabela 13. Para melhor Compreensão todo o detalhamento da estrutura em Folha A1 e memorial de cálculo do anel, pode ser observado no Apêndice 01.

Figura 26: Detalhamento da seção transversal do anel (viga)



Fonte: Autor, 2018.

Tabela 13: Resumo de aço, concreto e forma do anel (viga)

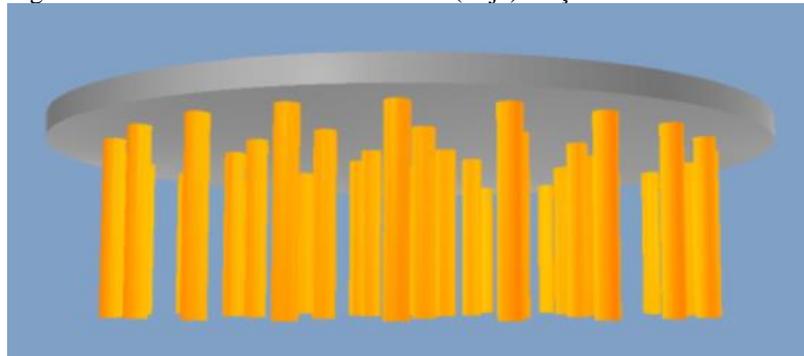
Resumo de materiais			
Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total	Peso +10% (kg)
CA50	6.3	750.6	202
	16.0	170.4	295.8
CA60	5.0	724.8	122.9
Peso Total (kg)			
	CA50		497.9
	CA60		122.9
Volume de Concreto (C-25) (m ³)			11.29
Área de forma (m ²)			78.63

Fonte: Autor, 2018.

6.2 Radier estaqueado

Seguindo a concepção e locação das estacas foi lançada a estrutura no programa de cálculo estrutural, utilizando o módulo radier constante na versão 9 do Eberick, Figura 27.

Figura 27: Pórtico 3d da estrutura Radier (Laje) lançada no software



Fonte: Autor, 2018.

A carga aplicada no radier é equivalente a 100 kN/m² como pode ser visto no item 3.4 deste trabalho.

Para lançamento do radier no programa Eberick V9, foi considerado inicialmente uma laje de 10 cm de espessura, porém não foi o suficiente para o cálculo da estrutura. Após

sucessivas tentativas variando as espessuras a cada 5 cm, a estrutura apresentou resultados satisfatórios com 40cm, sendo verificado pelo software a punção e gerando armaduras onde necessário (projeto detalhado no apêndice 02).

Ao adotar uma espessura de 40 cm para laje, pode-se calcular o peso próprio da estrutura a partir da equação 23:

$$Ppl = A * e * \gamma_{conc} \therefore Ppl = 120 * 0,4 * 25 = 1200kN \quad (23)$$

Onde:

Ppl (kN) = Peso próprio da laje;

A (m) = Área da Laje;

e (m) = Espessura da Laje;

γ_{conc} (kN/m³) = Peso específico do concreto armado.

Após o cálculo do peso próprio da Laje, o valor obtido será distribuído dentre as estacas, sendo:

$$C_{atpp} = \frac{Ppl}{n_{EST}} \therefore \frac{1200}{40} \cong 30 \text{ kN/estaca} \quad (24)$$

Onde;

C_{atpp} (kN) = Carga de peso próprio atuante por estaca;

Ppl (kN) = Peso próprio da Laje;

n_{EST} (un) = Numero de estacas.

Portanto a carga atuante nas estacas do radier é a soma da caga de carregamento calculada no item 5.2.2 (300 kN) e a carga proveniente do peso próprio do radier calculada previamente (30 kN) conforme a equação 25:

$$C_{at+p} = C_{at} + C_{atpp} \therefore 300 + 30 = 330 \text{ kN/m}^2 \quad (25)$$

Onde;

C_{at+p} (kN)= Carga de carregamento atuante por estaca mais a carga proveniente de peso próprio.

Hélice/hélice de deslocamento	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6000
Escavadas sem fluído	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5000
Escavadas com fluído	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6000
Strauss	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5000
Franki	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5000
Raiz	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Micro estacas	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

Fonte: NBR 6122,2010.

Sendo assim é necessário calcular a tensão atuante nas estacas do anel e do radier, para verificação de armadura.

Visto que todas as estacas adotadas têm o mesmo diâmetro será utilizado para cálculo da tensão somente a carga atuante nas estacas do anel pois a mesma é superior a atuante nas estacas do radier.

Para cálculo da tensão atuante utiliza-se as equações 26:

$$\sigma_{at} = \frac{F_{atuante}}{A_{estaca}} \therefore \frac{390,71}{0,096} = 4060,96 \text{ kN/m}^2 \quad (26)$$

Onde:

σ_{at} (kN/m²) = Tensão atuante;

$F_{atuante}$ (kN) = Força atuante;

A_{estaca} (m²) = Área da estaca; para estaca de 35cm a área é de 0,096m²

A tensão atuante calculada nas estacas de 4060,96 kN/m² é menor que o valor mínimo de 6000 kN/m², de acordo com a Tabela 15, para o tipo de estaca Hélice Contínua não necessitando de armadura (exceto ligação com bloco). No entanto as estacas têm vínculo com o Radier e o Anel de Coroamento, sendo necessário por sua vez de armadura mínima de ancoragem.

Portanto será adotado somente armadura de ancoragem nas estacas, conforme a tabela 15 estabelece parâmetros mínimos para ligação. Para estaca Hélice contínua uma porcentagem de armadura de 0,5% da área de concreto das estacas e um comprimento mínimo de 4m.

As equações 27 e 28, expressão a quantidade de aço necessária para armar à estaca.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,5}{100} * A_{estaca} \therefore \frac{0,5}{100} * 962,11 = 4,81 \text{ cm}^2 \quad (27)$$

$$n = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{s_1}} \therefore \frac{4,81}{0,80} \cong 6 \text{ barras de } 10 \text{ mm} \quad (28)$$

Onde:

$A_{s_{\min}}$ (cm²) = Área de aço mínima;

A_{estaca} (cm²) = Área da estaca; (A estaca de 35 cm possui uma área de 962,11 cm²)

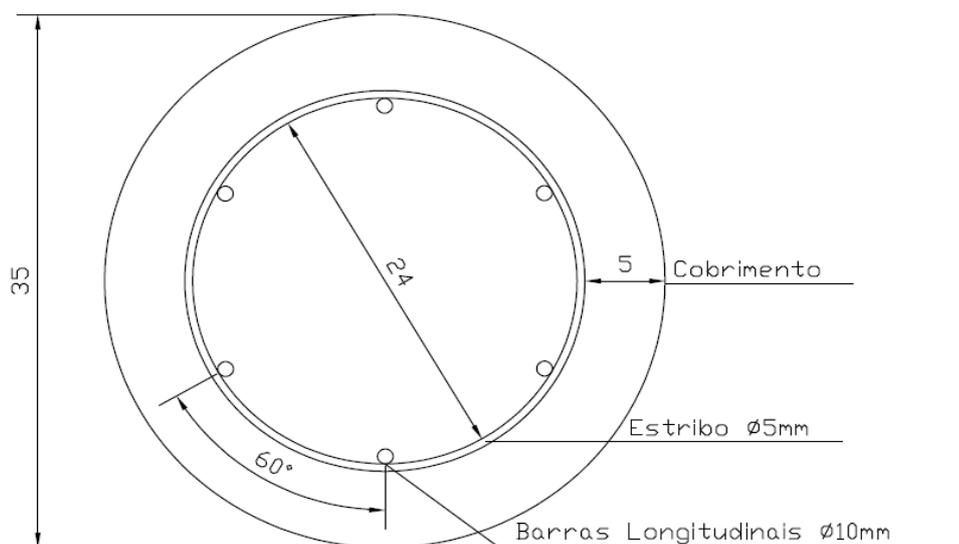
n (un) = Numero de Barras de aço;

A_{s_1} = Área de uma barra. (Barra de 10 mm possui uma Área de 0,8 cm²)

Portanto serão necessárias 6 barras de 10 mm c/11,7 cm no sentido longitudinal e optou-se para armadura transversal, barras de 5 mm de 15 em 15 cm. Esta armadura terá 5m de comprimento com a função de servir de ancoragem entre as estacas e os elementos de transição.

A Figura 28 ilustra o detalhamento da armadura.

Figura 28: Detalhamento da armadura da estaca.



Fonte: Autor,2018

Com o dimensionamento completo das estacas é possível verificar o consumo de aço e concreto apresenta-se na Tabela 16 e a locação de todas as estacas melhor detalhada se encontram no Apêndice 01 mais precisamente em folha A1.

Tabela 16: Resumo de aço e concreto das estacas

Resumo de materiais			
Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total (m)	Peso +10%(kg)
E1 = E2	10	2040	1414
	5,0	1965	348,84
Peso Total (kg)			
CA50		1414	
CA60		348,84	
Volume de Concreto (C-25) (m³)			120,2

Fonte: Autor, 2018.

6.4 Recalque em estacas

Para cálculo de recalque nas estacas foi elaborado pelo autor uma planilha como pode ser observado na Tabela 17 para estacas do Anel e Tabela 18 para as estacas do Radier. Foi utilizando o método de Cintra e Aoki (2010) descrito no referencial teórico (item 2.7).

6.4.1 Recalque nas estacas do Anel de Coroamento

O anel possui 28 estacas Hélice contínua com 35 cm de diâmetro, profundidade de 19 metros e um carregamento de 390,71kN/Estaca.

Tabela 17 : Recalque das estacas do anel de coroamento.

Resistência de ponta (kPa)		1053,00								
Esforço normal de ponta com fator de segurança (kN)		101,31								
Módulo de deformabilidade da ponta (Última camada) (Mpa)		2000000								
Esforço total normal (kN)		390,71								
Profundidade (m)	Resistência atrito lateral acumulada (kN)	Resistência atrito lateral por metro (kN)	Resistência Lat. Por metro	h (m)	Diâmetro do fuste da estaca (m)	H (Altura Subjacente)(m)	$\Delta\delta$ (kPa)	Módulo de deformabilidade da camada do solo (Mpa)	Recalque do solo (mm)	Encurtamento da estaca (mm)
1	14,07	14,07	7,035	19,00	0,35	0,00	173,3226	75000,00	0,00	0,179
2	28,15	14,08	7,04	18,00	0,35	0,00	164,48218	75000,00	0,00	0,179
3	45,74	17,59	8,795	17,00	0,35	0,00	194,28776	125000,00	0,00	0,178
4	66,85	21,11	10,555	16,00	0,35	0,00	219,72836	187500,00	0,00	0,177
5	92,19	25,34	12,67	15,00	0,35	0,00	247,62536	218750,00	0,00	0,176
6	120,92	28,73	14,365	14,00	0,35	0,00	262,46273	237500,00	0,00	0,175
7	151,58	30,66	15,33	13,00	0,35	0,00	260,57548	100000,00	0,00	0,175
8	183,25	31,67	15,835	12,00	0,35	0,00	248,99759	100000,00	0,00	0,175
9	216,09	32,84	16,42	11,00	0,35	0,00	237,28983	100000,00	0,00	0,174
10	248,11	32,02	16,01	10,00	0,35	0,00	210,98025	80000,00	0,00	0,175
11	278,5	30,39	15,195	9,00	0,35	0,00	180,89328	50000,00	0,00	0,175
12	308,11	29,61	14,805	8,00	0,35	0,00	157,4001	80000,00	0,00	0,175
13	338,43	30,32	15,16	7,00	0,35	0,00	141,87199	100000,00	0,00	0,175

14	371,1	32,67	16,335	6,00	0,35	0,00	132,06964	100000,00	0,00	0,174
15	408,63	37,53	18,765	5,00	0,35	0,00	127,82402	1500000,00	0,00	0,173
16	451,95	43,32	21,66	4,00	0,35	0,00	119,9659	1500000,00	0,00	0,172
17	500,8	48,85	24,425	3,00	0,35	0,00	104,18123	2000000,00	0,00	0,171
18	554,56	53,76	26,88	2,00	0,35	0,00	80,427996	2000000,00	0,00	0,170
19	612,71	58,15	29,075	1,00	0,35	0,00	49,976244	2000000,00	0,00	0,169
Recalque da ponta (mm)									0,01	3,32
Subtotal									0,01	
Recalque Total (mm)									3,32	

Fonte: Autor, 2018

6.4.2 Recalque nas estacas do Radier

O Radier possui 40 estacas Hélice Contínua com 35 cm de diâmetro, profundidade de 18 metros e o carregamento máximo nas estacas é de 330 kN/estaca.

Tabela 18 : Recalque das estacas do Radier.

Resistência de ponta (kPa)		852,29								
Esforço normal de ponta com fator de segurança (kN)		82,00								
Módulo de deformabilidade da ponta (Última camada) (Mpa)		2000000								
Esforço total normal (kN)		330								
Profundidade (m)	Resistência lateral acumulada (kN)	Resistência lateral por metro (kN)	Resistência Lat. Por metro	h (m)	Diâmetro do fuste da estaca (m)	H (Altura Subjacente) (m)	$\Delta\delta$ (kPa)	Módulo de deformabilidade da camada do solo (Mpa)	Recalque do solo (mm)	Encurtamento da estaca (mm)
1	14,07	14,07	7,035	18,00	0,35	1,00	166,60467	75000,00	0,0022	0,151
2	28,15	14,08	7,04	17,00	0,35	1,00	157,75947	75000,00	0,0021	0,151
3	45,74	17,59	8,795	16,00	0,35	1,00	185,88915	125000,00	0,0015	0,150
4	66,85	21,11	10,555	15,00	0,35	1,00	209,64908	187500,00	0,0011	0,149
5	92,19	25,34	12,67	14,00	0,35	1,00	235,5264	218750,00	0,0011	0,148
6	120,92	28,73	14,365	13,00	0,35	1,00	248,74517	237500,00	0,0010	0,147
7	151,58	30,66	15,33	12,00	0,35	1,00	245,9364	100000,00	0,0025	0,147
8	183,25	31,67	15,835	11,00	0,35	1,00	233,87628	100000,00	0,0023	0,146
9	216,09	32,84	16,42	10,00	0,35	1,00	221,60989	100000,00	0,0022	0,146
10	248,11	32,02	16,01	9,00	0,35	1,00	195,69183	80000,00	0,0024	0,146
11	278,5	30,39	15,195	8,00	0,35	1,00	166,38312	50000,00	0,0033	0,147
12	308,11	29,61	14,805	7,00	0,35	1,00	143,26237	80000,00	0,0018	0,147
13	338,43	30,32	15,16	6,00	0,35	1,00	127,39526	100000,00	0,0013	0,147
14	371,1	32,67	16,335	5,00	0,35	1,00	116,47086	100000,00	0,0012	0,146
15	408,63	37,53	18,765	4,00	0,35	1,00	109,90476	1500000,00	0,0001	0,145
16	451,95	43,32	21,66	3,00	0,35	1,00	99,282127	1500000,00	0,0001	0,144
17	500,8	48,85	24,425	2,00	0,35	1,00	80,857077	2000000,00	0,0000	0,142
18	554,56	53,76	26,88	1,00	0,35	1,00	54,759486	2000000,00	0,0000	0,141
Recalque da ponta (mm)									0,0043	2,64
Subtotal									0,0305	
Recalque Total (mm)									2,67	

Fonte: Autor, 2018

Conforme os cálculos da Tabela 17 e Tabela 18, percebe-se que o recalque que as estacas sofreram é de no máximo 3,32 mm, sendo um valor baixo quando comparado ao porte da obra.

7.0 CONCLUSÃO

Conclui-se que a estrutura foi dimensionada corretamente, levando em consideração os carregamentos de peso próprio mais as cargas fornecidas pela empresa fabricante do silo, porém o silo foi projetado apenas para forças verticais atuantes, ou seja, não foi considerada a ação do vento na fundação.

O solo em questão apresenta alta resistência na camada de assentamento das estacas, possuindo resistência suficiente para suportar a carga gerada pela estrutura.

O software utilizado ajudou nos cálculos e detalhamentos dos elementos de transição, são eles, anel de coroamento calculado como uma viga sobre estacas, e o radier calculado como uma laje estaqueada.

O anel de coroamento terá 0,35 m de largura e 0,8 m de altura e será contínuo ao longo do perímetro do silo, possuindo 40 m de comprimento.

O Radier possuirá uma espessura de 0,4 m e uma aproximadamente área total de 120 m², elemento este que será suporte para assentamento dos grãos armazenados.

As estacas foram dimensionadas para resistir esforços de compressão centrada, embora não fosse necessário, foi utilizado armadura mínima nos primeiros 5 m da estaca, atuando como armadura de ancoragem, conforme recomendações da norma NBR 6122 (ABNT 2010).

Para o silo em estudo foi necessário 28 estacas Hélice Contínua no anel de coroamento com 19 metros de profundidade e 40 estacas Hélice Contínua no radier estaqueado com 18 metros de profundidade, totalizando 68 estacas Hélice Contínua, com 0,35 m de diâmetro.

Contudo estima-se que será necessário aproximadamente 179,5 m³ de concreto, 5507 kg de aço CA-50, 471,74 kg de aço CA-60 e 94,17 m² de forma para execução do projeto.

Recomenda-se para futuros trabalhos o estudo da influência do vento em fundações de silos de armazenagem de fundo plano e um estudo comparativo entre estacas de fundação de silo.

REFERÊNCIAS

- ALENCAR. **Alencar Sondagem: Reconhecimento a Percussão**. Três Corações/MG, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2010 Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988 Força devido ao vento em edificações**, Rio de Janeiro, 1990.
- AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3774 Supplement 1: Loads on bulk containers**. Sydney, 1997.
- BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**, 2012. 252f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP/EESC), São Carlos, 2012.
- BIANCHIN, Denis. **Fundações para silos metálicos de fundo plano**. 2013 105p. Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí/RS 2013.
- CALIL JR., C.; CHEUNG, A. B. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo**. São Carlos: EESC; USP, 2007.
- CALIL JR., C. (1990). **Recomendações de Fluxo e de Cargas para o Projeto de Silos Verticais**. Tese (Livre Docência) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- CALIL JR., C.; NASCIMENTO, J. W. B. (1997). Ações em silos pelo método dos estados limites: proposta de norma brasileira. **Engenharia Agrícola**, Jaboticabal. v.16, n. 4, p.110 - 117.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 3. ed. Rio de Janeiro: INL, 1977. 4 V.
- CHAER, A. V.; OLIVEIRA, M. G. D. **Estruturas de Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Católica de Goiás. Goiânia 2004.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010
- CONAB: **Quantidade de armazéns no Brasil**. In: COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO Disponível em: <<http://www.conab.com.br/>>. Acesso em: 4 abril 2018.

CORREIA, Ronan. **Fundações diretas ou superficiais em construções de pequeno e médio porte e investigação geotécnica**. 22p. Instituto de Pós-Graduação – IPOG. Goiânia, 2015.

DÉCORT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de estacas a Partir de Valores de SPT**. 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, anais, v. 1, pp 45-53, 1978.

FERREIRA, Tobias. **Previsão de capacidade de carga em fundações por estacas**. Iniciação científica. Universidade Federal de Goiás, Goiânia/GO 2006.

FORTES FILHO, Jorge. **Uma Introdução ao Estudo dos Silos**. 1985. 472p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1985.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. In: NÁPOLES NETO, Antônio D. F. **História das fundações** – uma breve história das fundações. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. il.

HAYNAL, A. O cofre da propriedade pede mais recurso. **Revista Armazenagem**, São Paulo, n. 15, p. 32-33, mar./abr. 1989.

IGLESIA, Socrate Munõz. **Interação solo estrutura e sua aplicação na análise de estruturas**. Blog Mais Engenharia – Alto Qi. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/interacao-solo-estrutura-e-sua-aplicacao-na-analise-de-estruturas/>>. Acesso em: outubro de 2018.

KEPLER WEBER. **Catálogo geral de produtos: Armazenagem de Grãos**. 84p 2018. Disponível em: <http://www.stampacom.com.br/pf/kepler/armgr_pt/files/assets/basic-html/index.html>. Acesso em: outubro 2018.

MELGES, José Luiz P. **Punção em Lajes: Exemplo de cálculo e análise teórico-experimental**. 1995, 252p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos 1995.

MORAES, Marcello de Cunha. **Estruturas de fundações**. 3 eds. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

NASCIMENTO, J. W. **Estudo de silos metálicos prismáticos para fabricas de ração**. 1996. 152 f. Tese (Doutorado em Engenharias de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

PALMA, G. **Pressões e fluxo em silos esbeltos**. 2005. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Curso Básico de Concreto Armado: Conforme a NBR 6118/2014**. 210p Oficina de textos, São Paulo, 2015.

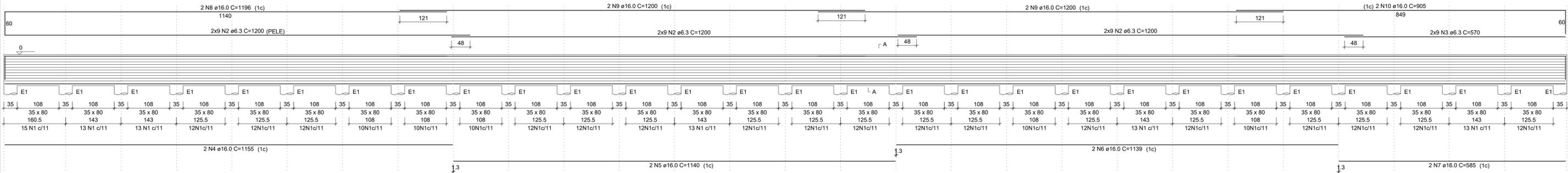
PRONUNCIATI, e col. **Recalques em fundações profundas – Análise em estaca hélice contínua**. REEC – Revista eletrônica de engenharia civil, Volume 14, janeiro de 2018.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia de projeto, execução e dimensionamento**. 3. Ed. São Paulo: Ziguarte, 2008. 239p.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos Editora, 2000. 189 p. il.

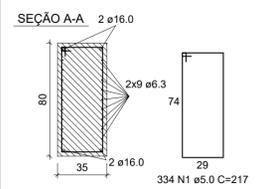
SÉRVULO, Ana C. O. **Dimensionamento da Fundação de um silo vertical metálico de fundo plano para armazenagem de milho a granel**. 2012, 108p. Dissertação (Bacharel em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Goiás, Anápolis/GO 2012.

APÊNDICE 01 – Detalhamento final do anel, locação das estacas do anel e do radier e memorial de cálculo do Anel.



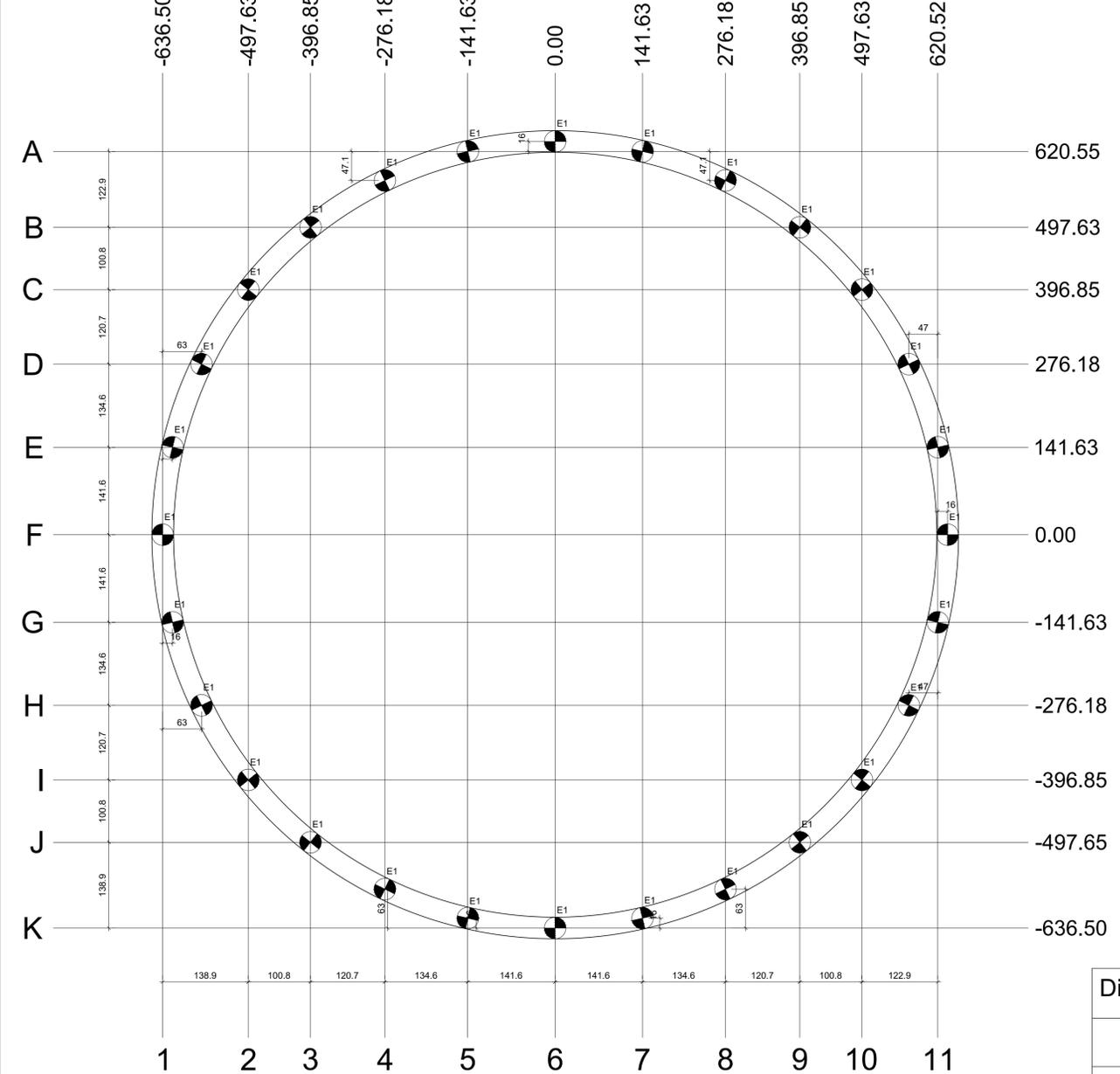
Detalhamento longitudinal Anel de coroamento

ESC 1:50



Detalhamento da seção Transversal do Anel de coroamento

ESC 1:25



Planta de localização das estacas do Anel

escala 1:50

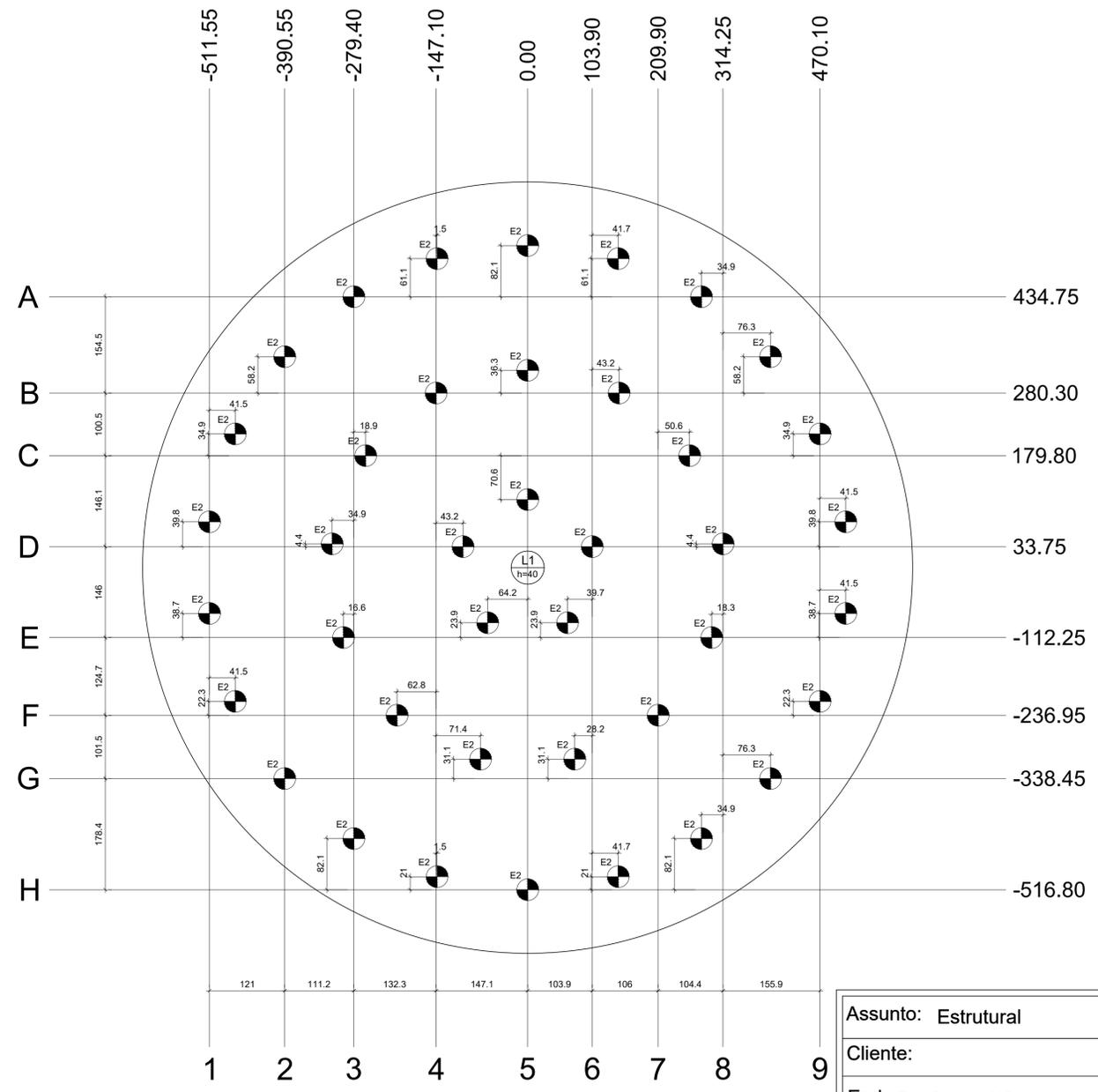
RELAÇÃO DO AÇO DO ANEL

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	334	217	72478
CA50	2	6.3	54	1200	64800
	3	6.3	18	570	10260
	4	16.0	2	1155	2310
	5	16.0	2	1140	2280
	6	16.0	2	1139	2278
	7	16.0	2	585	1170
	8	16.0	2	1196	2392
	9	16.0	4	1200	4800
	10	16.0	2	905	1810

RESUMO DO AÇO DO ANEL

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	750.6	202
CA60	16.0	170.4	295.8
CA60	5.0	724.8	122.9
PESO TOTAL (kg)			
CA50		497.9	
CA60		122.9	

Volume de concreto (C-25) = 11.29 m³
Área de forma = 78.63 m²



Planta de localização das estacas do Radier

escala 1:50

Relação da(s) estaca(s)

Discrim.	Diâm. (cm)	Capacidade Carga(kN)	Comp. (m)	Quant.	Tipo da estaca
E1	35	392,00	19.00	28	Estaca Hélice contínua
E2	35	357,00	18.00	40	Estaca Hélice contínua

Assunto: Estrutural

Cliente:

End.: Três Corações-MG

Resp.técnico: PAULO AFONSO MACHADO NETO

Obra: Base de silo Modelo 42

Conteúdo: Detalhamento do Anel de coroamento (Viga 1), Localização das estacas do Anel de Coroamento e do Radier

Unid.: Centímetros Escala: Indicadas Data: novemb./2018

Folha: 1/2

	AltoQi Eberick 2019 Next Pro	
	PAULO AFONSO MACHADO NETO	

Relatório de Cálculo

Viga V1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final	Armadura de pele
1 1-1	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
2 2-2	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
3 3-3	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 112 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
4 4-4	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
5	retangular	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ²		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²)	Taxa = 0.10%

5-5	bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 99 kgf.m fiss = 0.00 mm	As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
6 6-6	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
7 7-7	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 113 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
8 8-8	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
9 9-9	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 116 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
10 10-10	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 112 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
11 11-11	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
12 12-12	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)

13 13-13	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 107 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
14 14-14	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
15 15-15	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
16 16-16	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 117 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
17 17-17	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 111 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
18 18-18	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
19 19-19	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 102 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
20 20-20	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 107 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)

21 21-21	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 112 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
22 22-22	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 116 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
23 23-23	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 116 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
24 24-24	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 112 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
25 25-25	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
26 26-26	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
27 27-27	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 107 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)
28 28-28	retangular bw = 35.00 cm h = 80.00 cm	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm		As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm	Taxa = 0.10% As pele = 2.80 cm ² Esp Max = 15.00 cm 2x9ø6.3 (2.81 cm ²)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 176 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 168 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 178 kgf.m fiss = 0.00 mm
4	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 187 kgf.m fiss = 0.00 mm
5	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 190 kgf.m fiss = 0.00 mm
6	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 190 kgf.m fiss = 0.00 mm
7	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14

		M = 189 kgf.m fiss = 0.00 mm
8	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 182 kgf.m fiss = 0.00 mm
9	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 172 kgf.m fiss = 0.00 mm
10	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 181 kgf.m fiss = 0.00 mm
11	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 188 kgf.m fiss = 0.00 mm
12	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 189 kgf.m fiss = 0.00 mm
13	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 188 kgf.m fiss = 0.00 mm
14	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14

		M = 187 kgf.m fiss = 0.00 mm		yLN = 2.52 cm	% armad. = 0.14
15	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 181 kgf.m fiss = 0.00 mm	23	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 171 kgf.m fiss = 0.00 mm
16	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 171 kgf.m fiss = 0.00 mm	24	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 181 kgf.m fiss = 0.00 mm
17	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 180 kgf.m fiss = 0.00 mm	25	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 188 kgf.m fiss = 0.00 mm
18	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 187 kgf.m fiss = 0.00 mm	26	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 189 kgf.m fiss = 0.00 mm
19	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 191 kgf.m fiss = 0.00 mm	27	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 188 kgf.m fiss = 0.00 mm
20	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 190 kgf.m fiss = 0.00 mm	28	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 187 kgf.m fiss = 0.00 mm
21	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 186 kgf.m fiss = 0.00 mm	29	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.52 cm	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm % armad. = 0.14 M = 180 kgf.m fiss = 0.00 mm
22	Md = 9959 kgf.m As = 3.08 cm ² A's = 0.00 cm ²	As = 4.20 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 75.70 cm			

	AltoQi Eberick 2019 Next Pro	
	PAULO AFONSO MACHADO NETO	

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
2 2-2	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
3 3-3	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
4 4-4	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
5 5-5	Vd = 0.73 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
6 6-6	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
7 7-7	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
8 8-8	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
9 9-9	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
10 10-10	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
11 11-11	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
12 12-12	Vd = 0.73 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
13 13-13	Vd = 0.74 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
14 14-14	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
15 15-15	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01



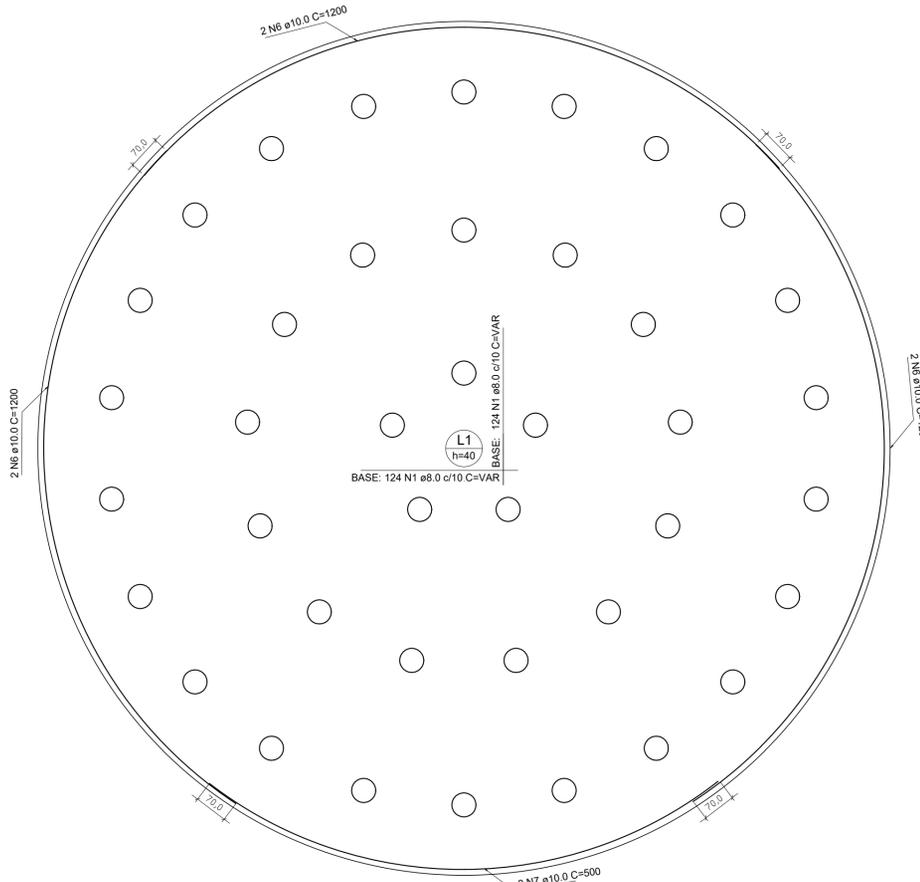
16 16-16	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
17 17-17	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
18 18-18	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
19 19-19	Vd = 0.73 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
20 20-20	Vd = 0.74 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
21 21-21	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
22 22-22	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
23 23-23	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
24 24-24	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
25 25-25	Vd = 0.75 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
26 26-26	Vd = 0.73 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
27 27-27	Vd = 0.74 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
28 28-28	Vd = 0.76 tf VRd2 = 114.97 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 15145 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Vão trechos	ARMADURA DE CISCALHAMENTO	
	Dados ciscalham	Arm. mínima
1 1-1	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
2 2-2	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
3 3-3	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
4 4-4	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos)

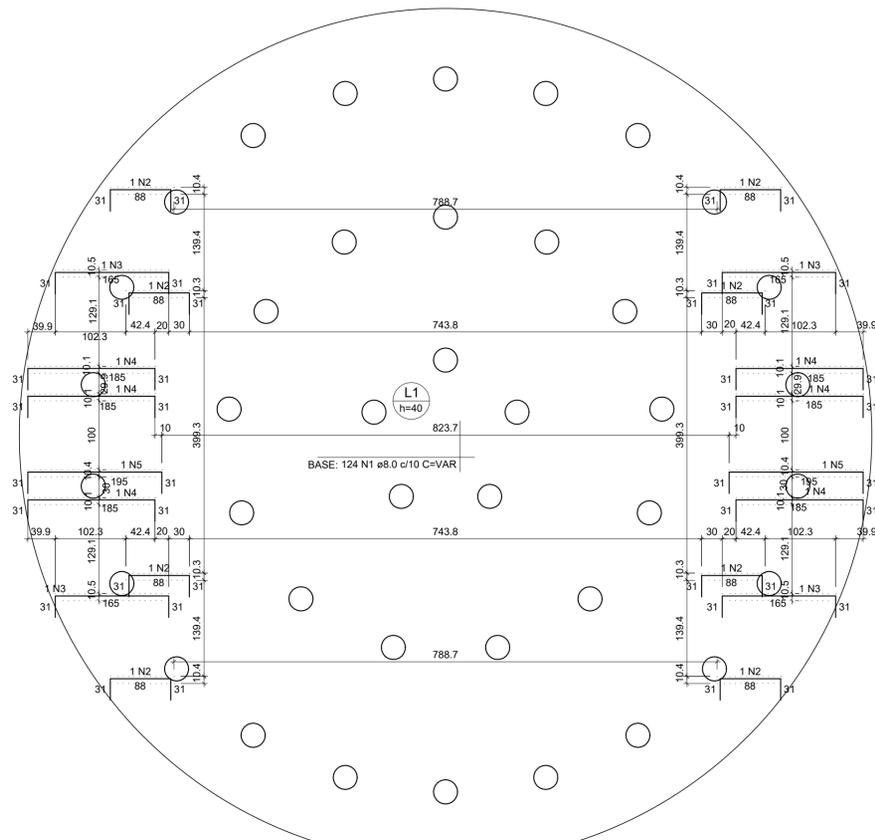
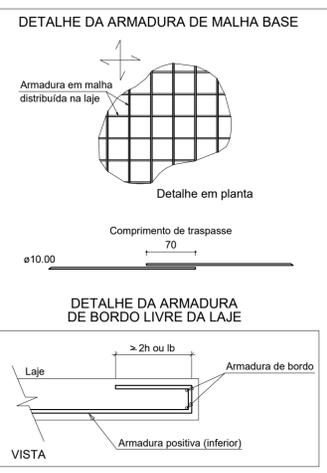
5 5-5	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	ø 5.0 c/ 11 Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
6 6-6	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
7 7-7	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
8 8-8	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
9	d = 75.70 cm	Vmin = 11.13 tf

9-9	Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	22	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
10	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	22-22		
10-10			23	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
11	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	23-23		
11-11			24	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
12	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	24-24		
12-12			25	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
13	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	25-25		
13-13			26	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
14	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	26-26		
14-14			27	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
15	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	27-27		
15-15			28	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11
16	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11	28-28		
16-16					
17	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
17-17					
18	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
18-18					
19	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
19-19					
20	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
20-20					
21	d = 75.70 cm Vc0 = 20.39 tf k = 1.00	Vmin = 11.13 tf Aswmin = 3.59 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11			
21-21					

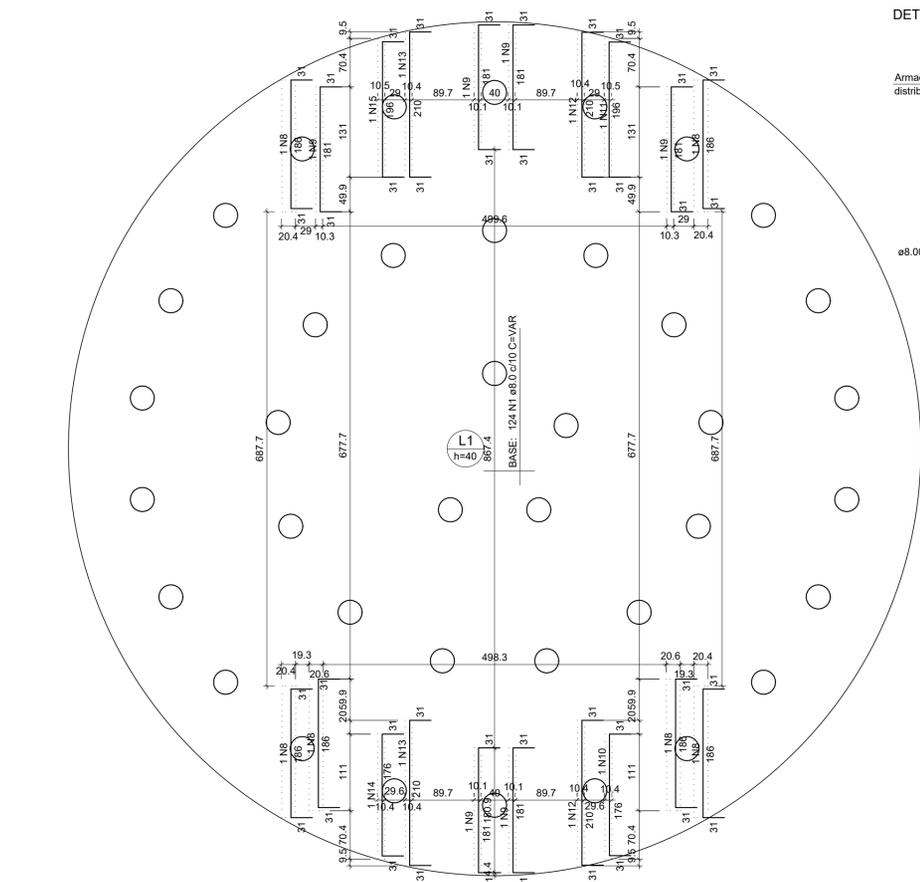
APÊNDICE 02 – Detalhamento final e memorial de cálculo do Radier.



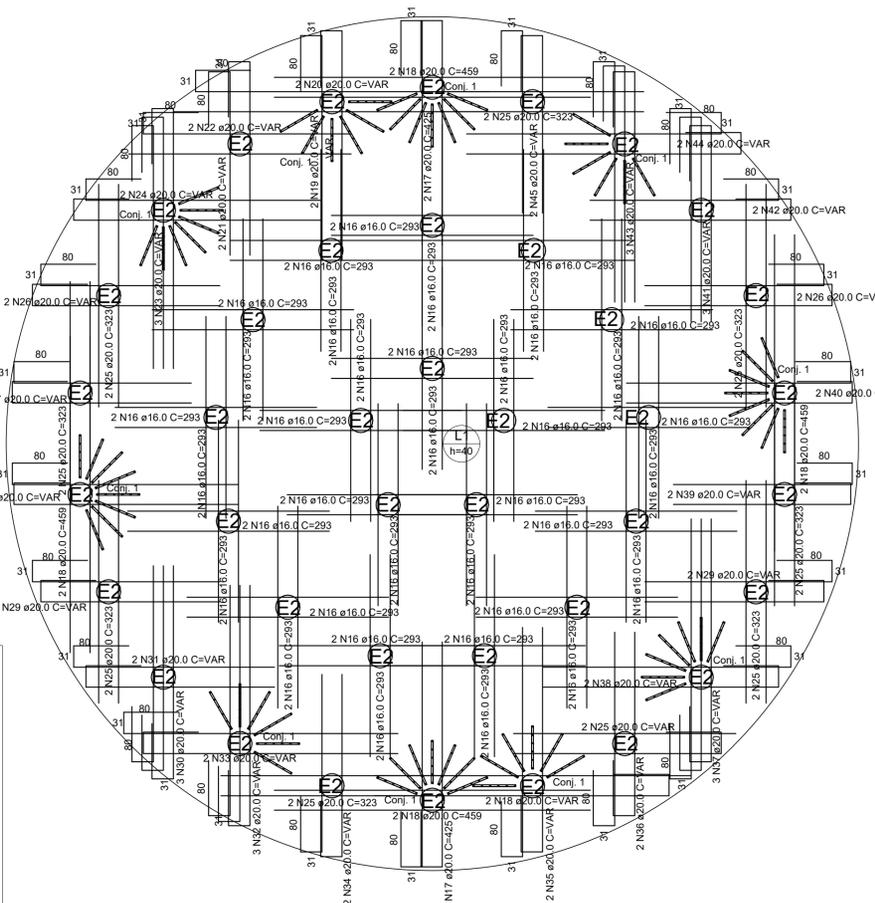
Armação inferior do radier (Eixo X E Y)
escala 1:50



Armação superior do radier (Eixo X)
escala 1:50



Armação superior do radier (Eixo Y)
escala 1:50



Detalhamento de punção e cisalhamento do radier
escala 1:50

RELAÇÃO DO AÇO

L1 Positivos X		Negativos X Positivos Y		Negativos Y	
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	8.0	496	VAR	VAR
	2	10.0	8	145	1160
	3	10.0	4	222	888
	4	10.0	6	242	1452
	5	10.0	2	252	504
	6	10.0	6	1200	7200
	7	10.0	2	500	1000
	8	12.5	6	242	1452
	9	12.5	6	237	1422
	10	12.5	1	232	232
	11	12.5	1	252	252
	12	12.5	2	266	532
	13	12.5	2	266	532
	14	12.5	1	332	332
	15	12.5	1	252	252
	16	16.0	72	293	21096
	17	20.0	4	425	1700
	18	20.0	10	459	4590
	19	20.0	2	VAR	VAR
	20	20.0	2	VAR	VAR
	21	20.0	2	VAR	VAR
	22	20.0	2	VAR	VAR
	23	20.0	3	VAR	VAR
	24	20.0	2	VAR	VAR
	25	20.0	18	323	5814
	26	20.0	4	VAR	VAR
	27	20.0	2	VAR	VAR
	28	20.0	2	VAR	VAR
	29	20.0	4	VAR	VAR
	30	20.0	3	VAR	VAR
	31	20.0	2	VAR	VAR
	32	20.0	3	VAR	VAR
	33	20.0	2	VAR	VAR
	34	20.0	2	VAR	VAR
	35	20.0	2	VAR	VAR
	36	20.0	4	VAR	VAR
	37	20.0	3	VAR	VAR
	38	20.0	2	VAR	VAR
	39	20.0	2	VAR	VAR
	40	20.0	2	VAR	VAR
	41	20.0	3	VAR	VAR
	42	20.0	2	VAR	VAR
	43	20.0	3	VAR	VAR
	44	20.0	2	VAR	VAR
	45	20.0	2	VAR	VAR

RESUMO DO AÇO

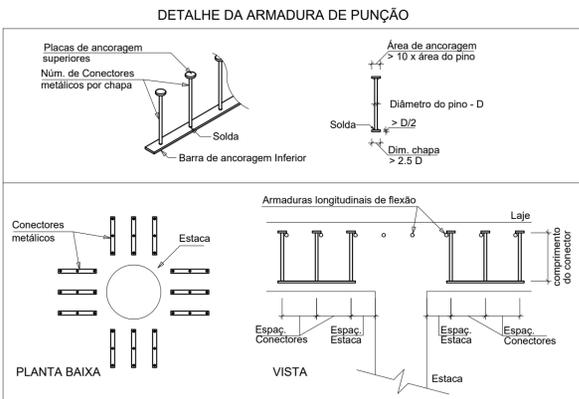
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO +10% (kg)
CA50	8.0	4771.5	2071
	10.0	122.04	82.8
	12.5	49.1	52
	16.0	211	366.3
	20.0	377	1022.8

PESO TOTAL (kg)
CA50 3594.9

Volume de concreto (C-25) = 47.95 m³
Área de forma = 15.54 m²

ARMADURA DE PUNÇÃO

Conjunto	Quant.	Dim. chapa (cm)	Aço	Comp. (cm)	Espaço Estaca (cm)	Espaço Conectores (cm)	Quant. por chapa	Quant. total
1	68	62.5x2.5	CA25	6.3	32.6	8	12	408



Assunto: Estrutural

Cliente:

End.: Três Corações-MG

Resp.técnico: PAULO AFONSO MACHADO NETO

Obra: Base de silo Modelo 42

Conteúdo: Armaduras do Radier

Folha: 2/2

Unid.: Centímetros | Escala: Indicadas | Data: novemb./2018

Memorial de cálculo

Dados do Radier

fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Seção (cm)				Cargas (kgf/m ²)				Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração Deform. X Deform. Y (%)
Radier	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total		
L1	40	0.00	0.00	1000.00	10000.00 0.00	0.00 0.00	11000.00		

Resultados do Radier

fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L1	40	11000.00	3599	3602	As = 4.02 cm ² /m (ø8.0 c/10 - 5.03 cm ² /m)	As = 4.02 cm ² /m (ø8.0 c/10 - 5.03 cm ² /m)	-0.05

Cálculos do Radier

fundação	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

ARMADURAS POSITIVAS (RADIER)												
Radier	Direção	Momento positivo				Momento negativo				Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
L1	X	bw = 100.0 cm h = 40.0 cm	Md = 4766 kgf.m/m As = 3.17 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.23 tf Situação: GE As = 2.36 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.58 tf Situação: GE As = 2.46 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	bw = 100.0 cm h = 40.0 cm	Md = 11469 kgf.m/m As = 7.81 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.23 tf Situação: GE As = 7.79 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.58 tf Situação: GE As = 7.89 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 4.02 cm ² /m ø10.0 c/19 (4.13 cm ² /m) fiss = 0.07 mm	A's = 0.51 cm ² /m ø12.5 c/20 (6.14 cm ² /m)	vsd = 79.00 tf/m vrd1 = 17.50 tf/m Modelo I vrd2 = 149.71 tf/m vsw = 52.46 tf/m asw = 38.86 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 40.0 cm	Md = 4766 kgf.m/m As = 3.27 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.29 tf Situação: GE As = 2.42 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.67 tf Situação: GE As = 2.55 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	bw = 100.0 cm h = 40.0 cm	Md = 11030 kgf.m/m As = 7.71 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.29 tf Situação: GE As = 7.68 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.67 tf Situação: GE As = 7.80 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 4.02 cm ² /m ø10.0 c/19 (4.13 cm ² /m) fiss = 0.08 mm	A's = 0.47 cm ² /m ø10.0 c/20 (3.93 cm ² /m)	vsd = 82.03 tf/m vrd1 = 17.15 tf/m vrd2 = 145.37 tf/m vsw = 56.25 tf/m asw = 42.91 cm ² /m
		MALHA BASE SUPERIOR										
Laje	As,cal	As,ef										
L1	4.02 cm ² /m	ø8.0 c/10 cm (5.03 cm ² /m)										