

**Universidade Federal de Uberlândia**  
**Campus Santa Mônica**

Faculdade de Engenharia Civil

Guilherme Gaspar do Baptista

**ESTUDO E ANÁLISE DE FUNDAÇÃO DESTINADA À SILOS METÁLICOS DE  
FUNDO PLANO PARA ARMAZENAGEM DE GRÃOS EM UBERLÂNDIA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador:

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

UBERLÂNDIA

2021

**Universidade Federal de Uberlândia**  
**Campus Santa Mônica**

Faculdade de Engenharia Civil

Guilherme Gaspardo Baptista

**ESTUDO E ANÁLISE DE FUNDAÇÃO DESTINADA À SILOS METÁLICOS DE  
FUNDO PLANO PARA ARMAZENAGEM DE GRÃOS EM UBERLÂNDIA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

---

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

---

**Profª. Dra. Giovana Bizão Georgetti**  
**Universidade Federal de Uberlândia**  
Membro

---

**Prof. Dr. Adriano Souza**  
**Universidade Estadual Paulista**  
Membro

UBERLÂNDIA

2021

## **Agradecimentos**

Agradeço aos meus pais e irmã pelo companheirismo e apoio ao longo de toda a trajetória vivenciada dentro da Universidade Federal de Uberlândia, envolvendo todos os desafios diários e superações.

Aos meus familiares, por todos os fundamentos, recomendações e ajudas para que eu conseguisse completar o meu curso de ensino superior na Faculdade de Engenharia Civil (FECIV).

Ao meu orientador professor Dr. Jean Rodrigo Garcia, muito obrigado pela ajuda, pelos conselhos, por não medir esforços em ensinar e sempre estar aberto e com muita paciência para lecionar. Obrigado não somente pelo auxílio na realização do presente trabalho, mas, ao mesmo tempo, na contribuição na minha vida como pessoa e como profissional.

# ESTUDO E ANÁLISE DE FUNDAÇÃO MISTA DESTINADA À SILOS METÁLICOS DE FUNDO PLANO PARA ARMAZENAGEM DE GRÃOS EM UBERLÂNDIA

Guilherme Gaspardo Baptista<sup>1</sup>

Jean Rodrigo Garcia<sup>2</sup>

## RESUMO

Em um país com elevada capacidade de produção agrícola, as unidades armazenadoras de grãos, especialmente os silos metálicos de fundo plano, estão cada vez mais requisitadas dentro do mercado de estruturas. No entanto, no Brasil, ainda não existe uma metodologia e normativa para o projeto das estruturas de suporte dos silos, ou seja, as fundações. Assim, no presente trabalho, analisou-se capacidade de carga e deslocamentos totais utilizando-se de metodologias semiempíricas e o método dos elementos finitos (MEF) por meio do software RS2. Para receber um dos maiores silos metálicos de fundo plano que se tem no Brasil hoje (SL 120), foram consideradas quatro situações distintas: fundação direta (Caso A), fundação estacada em grupo de estacas (Caso B), fundação estacada com consideração do contato com o solo (Caso C) e fundação real com laje e anel estacado (Caso D). Pelas análises e resultados apresentados, constatou-se que a fundação rasa, para solos com baixa resistência e altas cargas, é uma solução inviável. Os resultados obtidos comparando-se os Casos B e C, mostraram que, para a consideração do contato bloco-solo em um radier estacado, ocorre um aumento na capacidade de carga do bloco, ao mesmo tempo, a eficiência do sistema é reduzida. Após as análises numéricas dos Casos C e D em MEF, entendeu-se que os recalques diferenciais são menores para os raders estacados (137 estacas com diâmetro de 50 cm e comprimento de 32 metros) em comparação a fundação anelar estacada (64 estacas com diâmetro de 60 cm e comprimento de 40 metros), uma vez que o aumento das estacas proporciona maior rigidez na estrutura de fundação.

**Palavras-chave:** Silo SL 120, silo metálico, fundação rasa, fundação estacada, capacidade de carga, análise numérica.

---

<sup>1</sup> Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Uberlândia. E-mail: gaspardo1@hotmail.com

<sup>2</sup> Professor da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. E-mail: jean.garcia@ufu.br

# STUDY AND ANALYSIS OF MIXED FOUNDATION INTENDED FOR METALLIC SILOS WITH FLAT BOTTOM FOR GRAIN STORAGE IN UBERLÂNDIA

Guilherme Gaspardo Baptista<sup>3</sup>

Jean Rodrigo Garcia<sup>4</sup>

## ABSTRACT

In a country with high agricultural production capacity, grain storage units, especially flat-bottomed metal silos, are increasingly in demand within the structure market. However, in Brazil, there is still no methodology and regulations for the construction of support structures for silos, that is, foundations. Thus, in the present work, we analyze the carrying capacity and total displacements using semi-empirical and finite element method (FEM) in the RS2 software. To receive one of the largest flat-bottomed metal silos in Brazil today (SL 120), four different situations were considered: direct foundation (Case A), pile foundation in group of piles (Case B), pile foundation with consideration of contact with the ground (Case C) and real foundation with slab and piled ring (Case D). From the analysis and results obtained, it was found that a shallow foundation, for soils with low resistance and high loads, is an unfeasible solution. The results obtained by comparing Cases B and C, distanced that, for the consideration of the block-ground contact in a staked radius, there is an increase in the load capacity of the block, at the same time, a system efficiency is reduced. After the numerical analysis of Cases C and D in FEM, it was understood that the differential settlements are smaller for piled rafts (137 piles with a diameter of 50 cm and a length of 32 meters) compared to a piled ring foundation (64 piles with a diameter of 60 cm and a length of 40 meters), since the increase in piles provides greater rigidity in the foundation structure.

**Keywords:** SL 120 silo, metal silo, shallow foundation, pile group, load capacity, numerical analysis.

---

<sup>3</sup> Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Uberlândia. E-mail: [gaspardo1@hotmail.com](mailto:gaspardo1@hotmail.com)

<sup>4</sup> Professor da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. E-mail: [jean.garcia@ufu.br](mailto:jean.garcia@ufu.br)

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Produtividade do milho no país .....	12
Figura 2 - Capacidade estática de armazenamento x Produção de grãos .....	13
Figura 3 - Expectativa de grãos no Brasil (Área x Produção) .....	14
Figura 4 - Bateria de silos – Kepler Weber .....	15
Figura 5 - Construção de silos em relação ao solo .....	16
Figura 6 - Silos de Transcona .....	18
Figura 7 - Análise de falha dos Silos de Transcona .....	19
Figura 8 - Equipamentos empregados no ensaio .....	21
Figura 9 – Detalhe típico de uma fundação rasa .....	24
Figura 10 - Fundação profunda em estaca .....	25
Figura 11 – Modelo de análise com carregamento aplicado em estacas .....	34
Figura 12 - Superestrutura e infraestrutura de um silo metálico de fundo plano .....	37
Figura 13 - Milho a granel .....	38
Figura 14 - Detalhe das cargas atuantes .....	39
Figura 15 - Configuração do grupo de estacas .....	43
Figura 16 - Ação do vento .....	45
Figura 17 - Caso A - Fundação direta .....	47
Figura 18 - Fundação estaqueada com contato bloco solo .....	50
Figura 19 - Fundação plana com viga anelar estaqueada .....	50
Figura 20 - Tensão máxima e mínima .....	53
Figura 21 - Gráficos de capacidade de carga para uma estaca isolada .....	55
Figura 22 - Numeração das estacas .....	55
Figura 23 – a) Situação de modelagem; b) Discretização – Caso C .....	58
Figura 24 – Deslocamento total em função do estágio de carga e da distância do centro do bloco até a borda .....	59
Figura 25 - Deslocamentos totais no 1º estágio .....	60
Figura 26 - Deslocamentos totais no 5º estágio .....	60
Figura 27 - Deslocamentos totais no 10º estágio .....	61
Figura 28 - Gráficos de capacidade de carga para uma estaca isolada .....	63
Figura 29 - Numeração das estacas .....	64
Figura 30 - Situação de modelagem; b) Discretização – Caso D .....	65

Figura 31 - Deslocamento total em função do estágio de carga e da distância do centro do bloco até a borda.....	65
Figura 32 - Deslocamentos totais no 1º estágio.....	66
Figura 33 - Deslocamentos totais no 5º estágio.....	66
Figura 34 - Deslocamentos totais no 10º estágio.....	67

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de silos quanto a geometria.....	17
Tabela 2 - Estado de compacidade e consistência.....	22
Tabela 3 - Quantidade de furos em função da área.....	23
Tabela 4 - Fatores de correção $F1$ e $F2$ .....	27
Tabela 5 - Coeficiente $K$ e razão de atrito ( $\alpha$ ).....	27
Tabela 6 - Coeficiente característico do solo.....	28
Tabela 7 - Valor de $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	29
Tabela 8 - Valores de $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	29
Tabela 9 - Valores do parâmetro $\alpha$ .....	30
Tabela 10 - Valores do parâmetro $\beta$ .....	30
Tabela 11 - Tensão admissível para solos coesivos.....	32
Tabela 12 - Valor de $NSPT$ MÉDIO para 05 pontos de sondagem.....	36
Tabela 13 - Características SL120.....	38
Tabela 14 - Carga total no anel.....	39
Tabela 15 - Pressão no fundo.....	40
Tabela 16 - Parâmetros para determinação da ação do vento.....	46
Tabela 17 - Espaçamento entre estacas.....	49
Tabela 18 - Parâmetros do solo e concreto para análise numérica.....	51
Tabela 19. Valores de Módulo de Young empregado em cada anel.....	51
Tabela 20 - Estágios de carregamento e tensões aplicadas.....	52
Tabela 21. Tensões aplicadas em fundação rasa do tipo radier.....	53
Tabela 22 - Comparativo tensão admissível e tensão máxima – Método de Teixeira.....	53
Tabela 23 - Capacidade de carga admissível para uma estaca isolada – CASO B.....	54
Tabela 24 - Maior e menor solicitação para grupo de estacas.....	56
Tabela 25 - Capacidade de carga para grupo de estaca por Terzaghi e Peck (1948).....	57
Tabela 26 - Capacidade de carga para grupo de estaca por Whitaker (1957).....	57
Tabela 27 - Distorção.....	61
Tabela 28 - Capacidade de carga admissível para uma estaca isolada – CASO D.....	62
Tabela 29 - Cargas para fundação real.....	63
Tabela 30 - Maior e menor solicitação para grupo anelar de estacas.....	64
Tabela 31 - Distorção.....	67

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	Justificativa .....	13
1.2	Objetivo .....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1	Silos .....	15
2.1.1	Classificação quanto ao material estrutural.....	16
2.1.2	Classificação quanto a construção em relação ao solo.....	16
2.1.3	Classificação quanto a geometria do silo .....	17
2.1.4	Silos de Transcona.....	18
2.2	Investigação Geotécnica .....	20
2.2.1	Reconhecimento inicial .....	20
2.2.2	Programa de investigação geotécnica.....	20
2.2.3	Ensaio de laboratório .....	23
2.3	Capacidade de Carga .....	23
2.3.1	Fundação Superficial (ou Rasa).....	24
2.3.2	Fundação Profunda.....	25
2.3.2.1	Métodos semiempíricos.....	26
2.3.3	Tensão Admissível .....	31
2.3.4	Fundações mistas.....	32
2.4	Ferramenta numérica .....	33
3	ESTUDO DE CASO .....	34
3.1.1	Características e propriedades do subsolo.....	35
3.1.2	Silo metálico de fundo plano .....	37
3.1.2.1	Silo modelo SL 120.....	38
3.1.2.2	Produto armazenado.....	38
3.1.2.3	Cargas atuantes.....	39

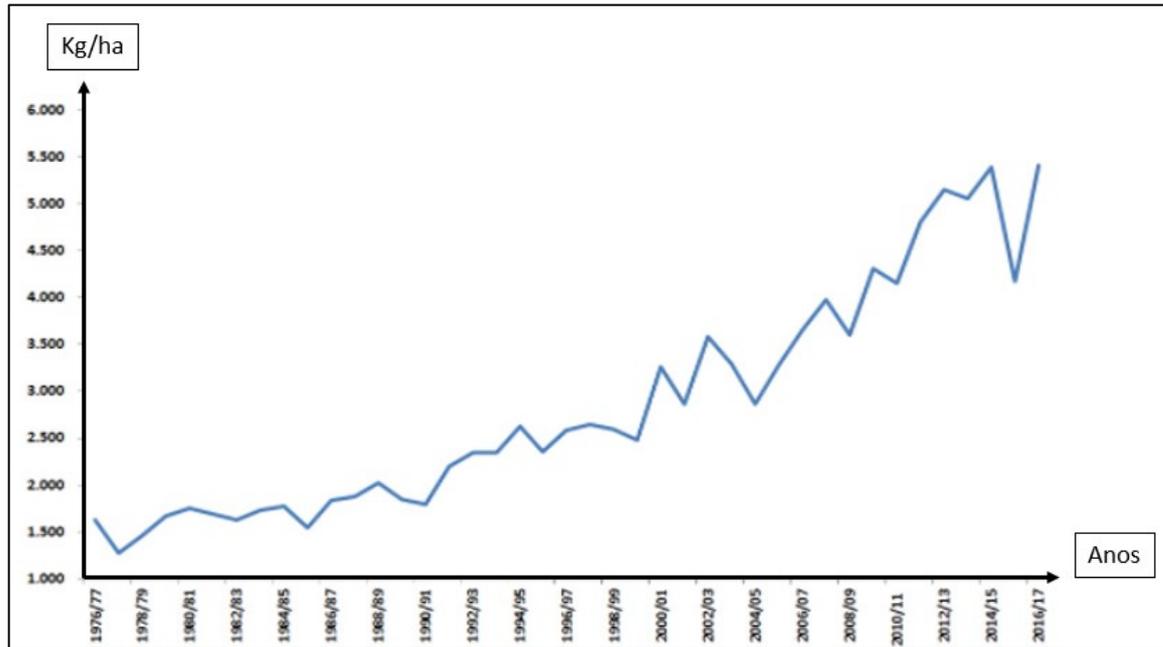
3.1.3	Análises das fundações .....	40
4	MATERIAL E MÉTODOS .....	41
4.1.1	Estimativa da capacidade de carga .....	41
4.1.2	Modelagem numérica .....	41
4.1.2.1	Método dos elementos finitos (MEF) .....	42
4.1.3	Características da estrutura analisada .....	42
5	DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO .....	42
5.1.1	Grupo de estacas .....	43
5.1.2	Altura do bloco .....	44
5.1.3	Ação do vento .....	45
5.1.4	Caso A – Fundação direta.....	46
5.1.5	Caso B – Fundação estaqueada em grupo de estacas .....	48
5.1.6	Caso C – Fundação estaqueada com consideração do contato com o solo .....	49
5.1.7	Caso D – Fundação real com laje e anel estaqueado .....	50
5.1.8	Parâmetros do solo para a análise numérica .....	51
5.1.9	Estágios de análise no software RS2 .....	52
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	52
6.1.1	Caso A – Fundação direta.....	52
6.1.2	Caso B – Fundação estaqueada em grupo de estacas .....	54
6.1.3	Caso C – Fundação estaqueada com consideração do contato com o solo .....	56
6.1.4	Caso D – Fundação real com laje e anel estaqueado .....	62
7	CONCLUSÃO.....	68
8	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	70
	<b>ANEXO A – TABELA DE JOPPERT JÚNIOR (2007).....</b>	<b>74</b>
	<b>ANEXO B – Ferramenta Excel de Garcia (2019) – CASO B .....</b>	<b>75</b>
	<b>ANEXO C – Ferramenta Excel de Garcia (2019) – CASO D.....</b>	<b>76</b>

<b>ANEXO D – RELATÓRIOS DE SONDAAGEM SPT.....</b>	<b>77</b>
<b>APÊNDICE A – ANÁLISE DE FUNDAÇÃO RASA – CASO A .....</b>	<b>92</b>
<b>APÊNDICE B – SOLICITAÇÕES DE CARGA DE UMA ESTACA ISOLADA (ESTAQUEAMENTO COM DUPLA SIMETRIA) – CASO B.....</b>	<b>93</b>
<b>APÊNDICE C – SOLICITAÇÕES DE CARGA DE UMA ESTACA ISOLADA (ESTAQUEAMENTO COM DUPLA SIMETRIA) – CASO D.....</b>	<b>96</b>

# 1 INTRODUÇÃO

No decorrer das últimas décadas, houve inúmeras mudanças nos processos e tecnologias aplicadas a agricultura brasileira e, conseqüentemente, um aumento na produção de alimentos, principalmente de grãos como milho. A Farmnews - canal de notícias do agronegócio, destaca a evolução da produtividade do milho no Brasil ao longo de 40 anos.

Figura 1 - Produtividade do milho no país

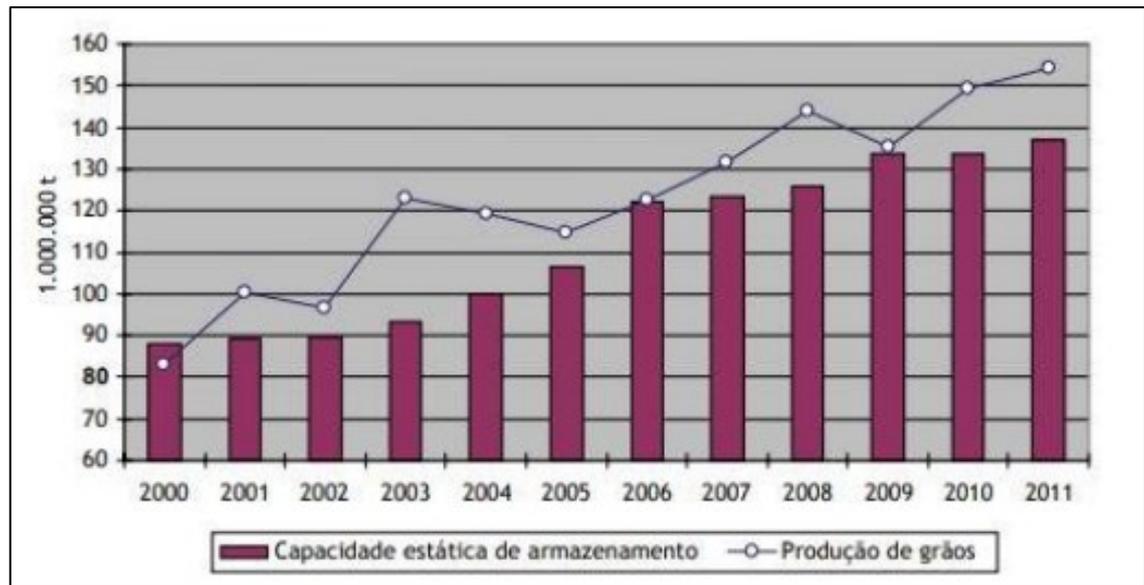


Fonte: Farmnews (2019)

É perceptível que o agronegócio brasileiro se posiciona como uma área de forte crescimento e desenvolvimento para o país, apresentando projeções futuras de safras recordes e grandes demandas tanto nacionais como internacionais. Porém, em paralelo ao crescente desenvolvimento do agronegócio, é essencial um crescimento elevado e com qualidade da infraestrutura logística, fator que não ocorre para o Brasil.

De acordo com a Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO, 2013, apud REVISTA GLOBO RURAL, 2013), a recomendação para a capacidade de armazenamento estática de grãos de um país deve ser de 1,2x maior que a produção ao longo do ano. À exemplo da situação do Brasil, o Instituto de Economia Agrícola (IEA, 2011) apresenta um comparativo da capacidade estática de armazenamento versus a produção de grãos.

Figura 2 - Capacidade estática de armazenamento x Produção de grãos



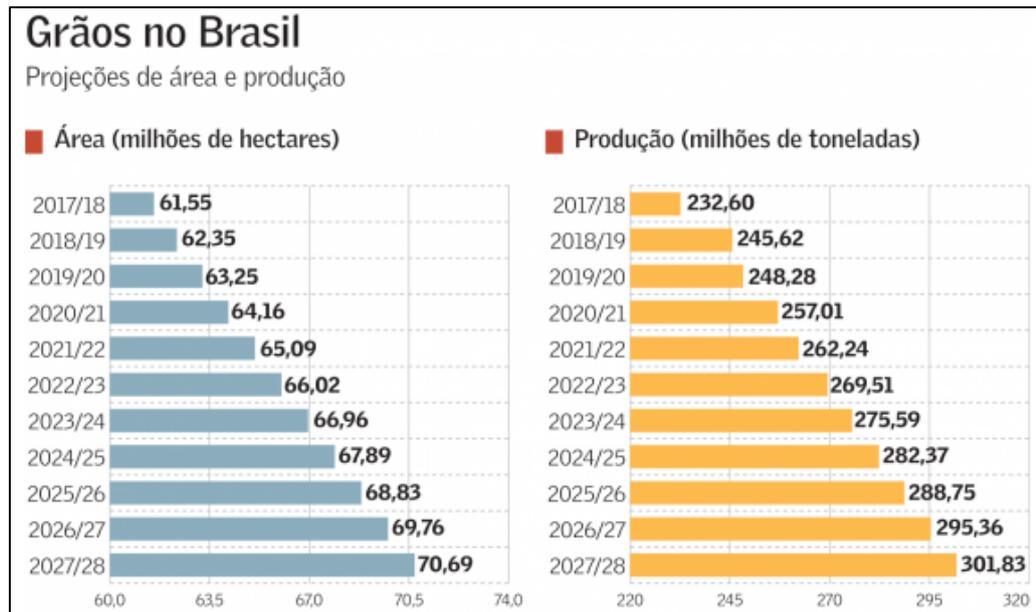
Fonte: IEA (2011)

Em uma análise comparativa, percebe-se que o Brasil tem gargalo de infraestrutura logística atribuído a disponibilidade de estruturas de armazenamento de grãos com eficiência e qualidade.

### 1.1 Justificativa

Com um país em crescente produção de grãos e o não acompanhamento por parte das estruturas destinadas ao armazenamento de grãos, enxerga-se a necessidade de um número maior de construções destinadas a unidades armazenadoras de grãos, especificamente silos, visando equiparar-se produção com armazenamento. Para exemplificação, em 2018, o Ministério da Agricultura divulgou as projeções da produção de grãos no Brasil para os próximos anos, conforme tem-se a o infográfico.

Figura 3 - Expectativa de grãos no Brasil (Área x Produção)



Fonte: Ministério da Agricultura (2018)

No entanto, para a construção e implantação de silos, não existe uma norma brasileira designada para regulamentar o projeto e a construção das estruturas de fundação dos silos. De acordo com Calil e Cheung (2007), o número de trabalhos destinados a abordar a estrutura de fundações dos silos é reduzido e escasso. Além do mais, é de extrema importância compreender as fundações de qualquer estrutura, objetivando otimizar técnicas, racionalizar a construção, aumentar performance e desempenho e, conseqüentemente, reduzir prazos e custos.

Dessa forma, tem-se um trabalho que confere excelente oportunidade para desenvolvimento de material que no futuro sirva como referência de aplicação. E, além disso, tem-se uma ótima lacuna para desenvolvimento na área de fundações, visando benefícios para a sociedade como um todo.

## 1.2 Objetivo

Em um ambiente em que, muitas vezes, os cálculos das fundações das estruturas de silos são realizados de maneira simplista, tem-se um entendimento de que pode ocorrer super ou subdimensionamento do projeto de fundações em caráter técnico e econômico. Dessa maneira, o objetivo desse trabalho está em estudar e analisar o desempenho dos tipos de fundações comumente empregados em projetos estruturais de silos utilizando ferramenta numérica baseada no método dos elementos finitos (MEF).

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Silos

Como definição, a palavra silo tem sua etimologia advinda do grego “sirus”, significando um lugar obscuro, profundo, similar a caverna. Atualmente, o conceito de silos pode ser entendido como um local destinado a armazenagem de produtos agrícolas em seu estado natural, sem a necessidade da utilização de embalagens. Além disso, em aspecto de utilidades, os silos são responsáveis por conferirem a manutenção dos produtos agrícolas em qualidade boa, conferir um melhor aproveitamento de área, facilitar no enchimento e esvaziamento de produtos e auxiliar no processo logístico do país.

De acordo com Silva (2000), os silos agrícolas são construções caracterizadas por garantirem as condições adequadas e necessárias para preservar a qualidade dos produtos agrícolas armazenados, especificamente soja e milho. Os silos são células individualizadas, geralmente cilíndricas, construídas em chapas metálicas corrugadas ou lisas, concreto, alvenaria ou madeira e, quando agrupadas, denominam-se baterias, sendo compostos por sistema de carregamento e descarregamento e, além disso, podendo apresentar sistema de ventilação ou não (BADIALE; SÁLES, 1999).

Figura 4 - Bateria de silos – Kepler Weber



Fonte: Brazil Journal (2021)

Para Calil e Cheung (2007), as principais classificações dos silos podem ser feitas de acordo com o material estrutural aplicado, quanto a construção em relação ao solo e, também, pela geometria do silo.

### 2.1.1 Classificação quanto ao material estrutural

Os silos podem ser construídos por uma grande diversidade de materiais, dentre eles concreto armado, concreto protendido, madeira, alvenaria, fibras, plásticos, chapas metálicas (lisas ou corrugadas) e compósitos.

Em aspecto global e quantidade, os silos compostos por chapas metálicas onduladas de aço galvanizado são predominantes quando comparado aos outros materiais estruturais. As chapas de aço galvanizadas onduladas proporcionam maior rigidez ao conjunto e auxilia nas operações, diminuindo os riscos de deformações durante o transporte e montagem (REIMBERT, 1979). Além disso, para uma capacidade de armazenamento baixa, os silos em chapas metálicas são menos onerosos para os agricultores quando comparados com os silos de concreto.

### 2.1.2 Classificação quanto a construção em relação ao solo

A classificação dos silos em relação ao solo, pode ser dividida em 4 vertentes. São elas:

- A. Silos elevados ou aéreos: construídos acima do nível do solo.
- B. Silos planos: a base do silo é construída no mesmo nível do solo.
- C. Silos semi-subterrâneos: nível intermediário entre o elemento A e D.
- D. Silos subterrâneos: os compartimentos de estocagem estão situados abaixo do nível do solo.

Figura 5 - Construção de silos em relação ao solo



Fonte: Adaptado de Kepler Weber (2021)

### 2.1.3 Classificação quanto a geometria do silo

De acordo com Calil e Cheung (2007), a geometria dos silos é um fator importante para a classificação de um silo. Para os autores, a divisão pode ser feita da seguinte forma:

- A. Silos esbeltos: relação entre altura (H) e diâmetro (D) superior ou igual a 1,5.
- B. Silos baixos: relação entre altura (H) e diâmetro (D) inferior a 1,5.
- C. Silos horizontais: a medida da dimensão longitudinal é dominante sobre as outras dimensões do silo.

É importante ressaltar que a classificação quanto a geometria do silo sofre variações de acordo com as normativas ao redor do mundo. Para isso, de acordo com a Tabela 1, Calil e Cheung (2007) apresentam um comparativo de classificação de acordo com normas de algumas localidades.

Tabela 1 - Classificação de silos quanto a geometria

Norma	Silos baixos	Silos medianamente esbeltos	Silos 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)

Para a envoltória que contempla as armazenagens de produtos agrícolas, especificamente os silos, não existe uma norma brasileira designada para regulamentar o projeto e a construção das suas estruturas de fundação. Para aspecto nacional, a ABNT NBR 6122 apresenta como requisito para o desempenho das fundações a verificação por meio de, no mínimo, o monitoramento dos recalques apresentados pela estrutura, sendo mandatório para os seguintes casos:

- A. Estruturas com carga variável significativa em relação à carga total (silos e reservatórios);
- B. Estruturas com altura superior a 55 metros desde o piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;

- C. Razão entre altura e largura superior a 4;
- D. Fundações ou estruturas que não são convencionais;

Diante da situação, Calil e Cheung (2007) afirmam que o número de trabalhos destinados a abordar a estrutura de fundações dos silos é reduzido e escasso, representando um fator de risco para de ruínas mundiais emblemáticas para a história.

#### 2.1.4 Silos de Transcona

Uma das primeiras estruturas de concreto armado com dimensões relevantes iniciou sua construção na data de 1911 e foi concluída em 1913, eram os silos de Transcona localizados na pradaria canadense próximo de Winnipeg na província de Manitoba. A estrutura era composta por um grande grupo de torres de armazenamento de grãos com cinco linhas de 13 torres cada, totalizando 65 torres com altura de 30 metros acrescido da área da casa de máquinas. Toda a estrutura abordava uma área plana de 25 metros de largura e 65 metros de comprimento, sendo sustentada por uma fundação do tipo laje com 70 centímetros de profundidade.

Após ser construída pela companhia Canadian Pacific Railway Company em 1913, iniciou-se o enchimento de grãos dentro dos silos. No entanto, ao atingir 40.000 toneladas de carga total (estrutura + grãos), a casa das torres começou a movimentar-se. Em 30 minutos de observação, a casa das torres sofreu uma inclinação de  $26^\circ$  em relação a vertical e o lado oposto ao tombamento teve-se sua estrutura elevada em até 8 metros.

Figura 6 - Silos de Transcona

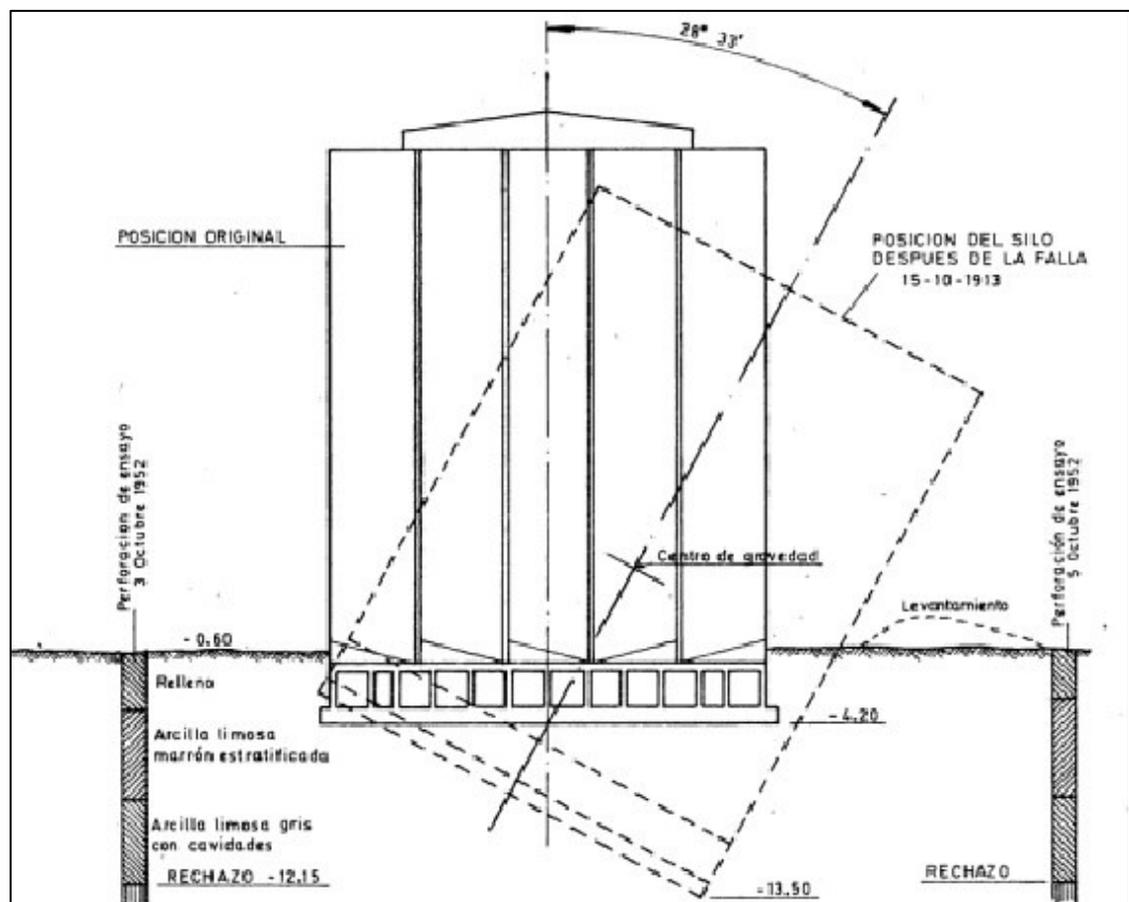


Fonte: Escuela Politécnica Nacional (2014)

O solo identificado foi caracterizado como um solo argiloso com alto teor de umidade e presente em uma camada de até 16 metros. Após verificações e análises, identificou-se um assentamento de 30 centímetros da laje de fundação na medida em que os grãos eram inseridos nos silos e a carga excessiva não era suportada pelo solo.

Para tentativa de solução do problema, a estrutura foi endireitada por meio de macacos hidráulicos e, como metodologia de reforço, foram colocadas estacas de cravação atingindo os 16 metros de profundidade. Com isso, a configuração da estrutura apresentou-se com 4 metros abaixo de seu nível de configuração inicial e uma diferença de 1,20 metros entre os extremos.

Figura 7 - Análise de falha dos Silos de Transcona



Fonte: Escuela Politécnica Nacional (2014)

Dessa maneira, para o presente trabalho é fundamental que a escolha da fundação se dê em razão de variáveis associadas ao solo e subsolo (tipo, perfil e características), devendo-se levar em consideração os parâmetros como coesão, ângulo de atrito, peso específico entre outros.

## 2.2 Investigação Geotécnica

Os aspectos a serem considerados na elaboração dos projetos e previsão de desempenho das fundações devem seguir uma investigação geotécnica do subsolo através de uma campanha de trabalho adequada, envolvendo reconhecimentos, técnicas de investigação, determinações e obtenções de parâmetros. Em seguida, com os aspectos analisados e tratados em campo e laboratório, tem-se a necessidade dos cálculos para determinação da carga admissível e da tensão admissível do solo para consideração futura em projeto.

A investigação geotécnica tem a concepção de desvendar as principais características do subsolo para com as questões físicas, químicas e biológicas, visando solucionar um problema de engenharia geotécnica e validar a possibilidade de utilizar e ocupar a área para uma futura construção. A investigação deve ser feita por profissional capacitado e habilitado e pode ser trabalhada em etapas.

### 2.2.1 Reconhecimento inicial

O projetista de fundações deve estar presente no processo de investigação da área de construção desde o início de seu reconhecimento. No entanto, infelizmente, esse processo é muito difícil de acontecer na prática, sendo entregues apenas alguns resultados de sondagens ao projetista, após já ter-se iniciado o reconhecimento da obra e até mesmo as investigações geotécnicas. Diante da situação, caso o projetista de fundações tenha incertezas, é indispensável a solicitação de maiores reconhecimentos e investigações.

O reconhecimento inicial trata-se de uma análise generalista envolvendo características do local e dos arredores em que será implantada a construção. Em uma visita ao local os detalhes analisados são: aspectos topográficos e histórico de instabilidade de taludes, presença de aterro (bota-fora) no local, indicativos de contaminação do solo, práticas locais de projetos e execução de fundações, características e condições das construções vizinhas e, por fim, particularidades geotécnicas de forma visual ou histórico do local.

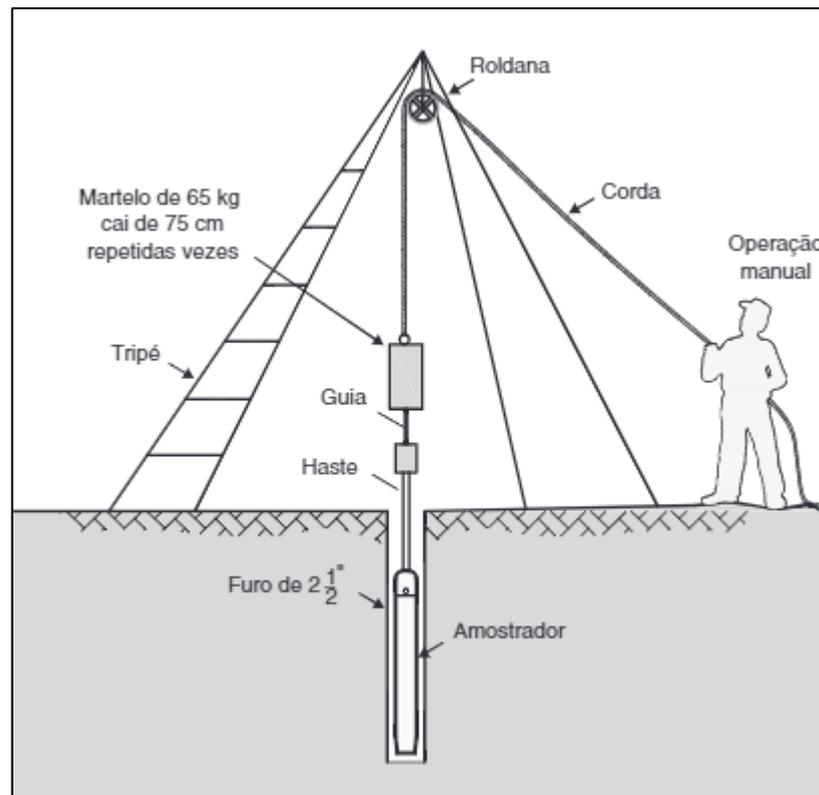
### 2.2.2 Programa de investigação geotécnica

Para o projetista, sua principal preocupação destina-se as características e comportamentos do solo, pois representa o último componente da cadeia, ou seja, aquele que receberá as cargas finais de toda a estrutura. Dessa forma, atualmente, a identificação do material constituinte do solo pode ser executada por meio de ensaios e análises de amostra do solo em laboratório ou, também, ensaios “in loco”.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o projetista de fundações deve estar envolvido com a investigação do solo desde o início da concepção do projeto. Assim, é essencial a adoção de um “Programa de Investigação Geotécnica” composto por três etapas, sendo elas:

- A. Investigação preliminar: etapa conceituada pelo conhecimento das principais características do subsolo, em geral, adotando a execução de sondagens (SPT)
- Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT é uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A metodologia de trabalho consiste em uma cravação de um amostrador padrão (revestido ou não), usando-se a força de queda de um peso de 65 kg a uma altura de 75 cm. Com isso, ao final do metro de análise, o valor  $N_{SPT}$  representa o número de golpes necessários para o amostrador penetrar 30 cm após ter penetrado 15 cm iniciais. As amostras representativas são coletadas a cada metro de profundidade e tem início após o primeiro metro ser escavado com trado concha, visando determinar a tipologia do solo presente no local.

Figura 8 - Equipamentos empregados no ensaio



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

Em seguida, após a cravação executada, o número  $N$  é determinado como a soma do número de golpes requeridos para a segunda e a terceira etapas de penetração de 15 cm, assumindo-se os números obtidos nestas etapas independentes de a penetração não tiver sido de exatos 15 cm. Dessa forma, consulta-se a ABNT NBR 6484 e designa-se a compactidade e consistência do solo presente de acordo com o valor  $N$  obtido.

Tabela 2 - Estado de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração $N$	Designação <sup>a</sup>
Areias e siltes arenosos	$\leq 4$	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	$> 40$	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	$> 30$	Dura(o)
<sup>a</sup> As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.		

Fonte: ABNT NBR 6484 (2020)

- B. Investigação complementar ou de projeto: fase com desenvolvimento de feições importantes do subsolo e caracterização de propriedades do solo no âmbito de comportamento geotécnico.

Nesta etapa, são feitas mais algumas sondagens (SPT) para atingir o número adequado de sondagens para atendimento a normativa ABNT NBR 8036 e, se necessário, são feitas sondagens mistas e especiais. Além disso, acontece a realização de ensaios como ensaios de cone, de placa, ensaio de palheta (vane test), ensaio de permeabilidade e, também, a coleta de amostras indeformadas para serem levadas ao laboratório.

Em resumo, a normativa ABNT NBR 8036 estabelece os seguintes critérios para o número de furos de sondagens.

Tabela 3 - Quantidade de furos em função da área

Área (m <sup>2</sup> )	Furos (un.)
Menor que 200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
Maior que 2400	“Plano particular da construção”

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8036 (1983)

- C. Investigação para fase de execução: o último período compreende a confirmação das características do solo anteriormente obtidas (Etapas A e B) para os pontos críticos da obra, por exemplo os pilares de uma estrutura de ponte.

### 2.2.3 Ensaios de laboratório

As amostras coletadas em etapa de “Investigação complementar ou de projeto” devem ser analisadas e extraídos os resultados com o intuito de classificar os solos e determinar parâmetros que subsidiem a elaboração do projeto de fundações.

Entre uma das determinações mais importantes para auxílio no projeto de fundações estão os cálculos que demonstram a capacidade de carga das fundações rasas ou profundas e a capacidade de carga admissível do solo, pois são constatações comparativas para futuras verificações de segurança em um projeto de fundações.

## 2.3 Capacidade de Carga

Para conceituação da capacidade de carga, é importante a definição de conceitos de acordo com a normativa vigente, sendo:

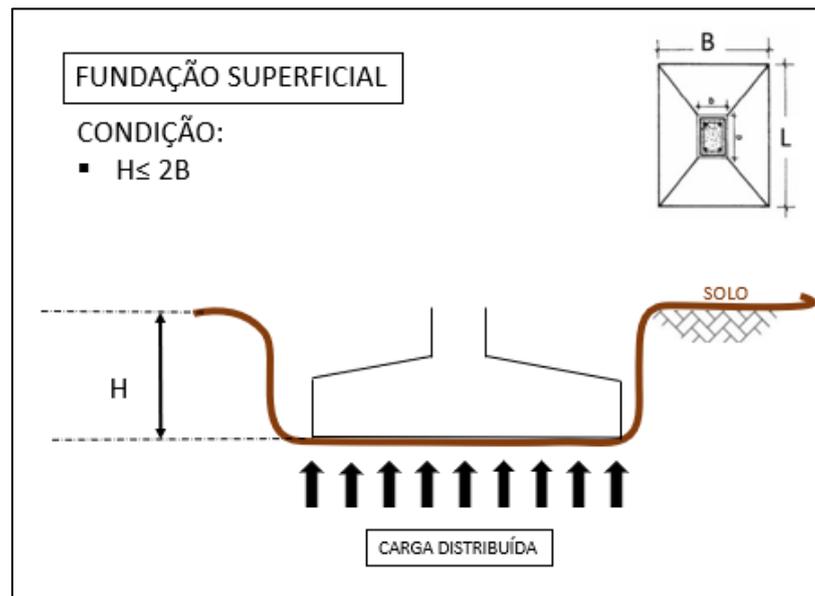
- **Carga admissível de uma estaca ou tubulão:** máxima carga que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolados, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc). Nota: esta grandeza é utilizada no projeto quando se trabalha com valores característicos das ações (ABNT NBR 6122:2019);

- **Carga de ruptura de uma fundação:** carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamento que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação (ABNT NBR 6122:2019);
- **Carga de trabalho das estacas:** carga efetivamente atuante na estaca, em valores característicos; a tensão de trabalho da estaca corresponde à carga de trabalho dividida pela área da seção transversal (ABNT NBR 6122:2019).

### 2.3.1 Fundação Superficial (ou Rasa)

As fundações superficiais são definidas quando a carga é transmitida para o terreno por meio das tensões distribuídas sob a área de base da fundação, em que a profundidade de assentamento é menor que duas vezes a menor dimensão da fundação. As fundações rasas são divididas em sapatas, blocos e radier.

Figura 9 – Detalhe típico de uma fundação rasa



Fonte: Autor (2021)

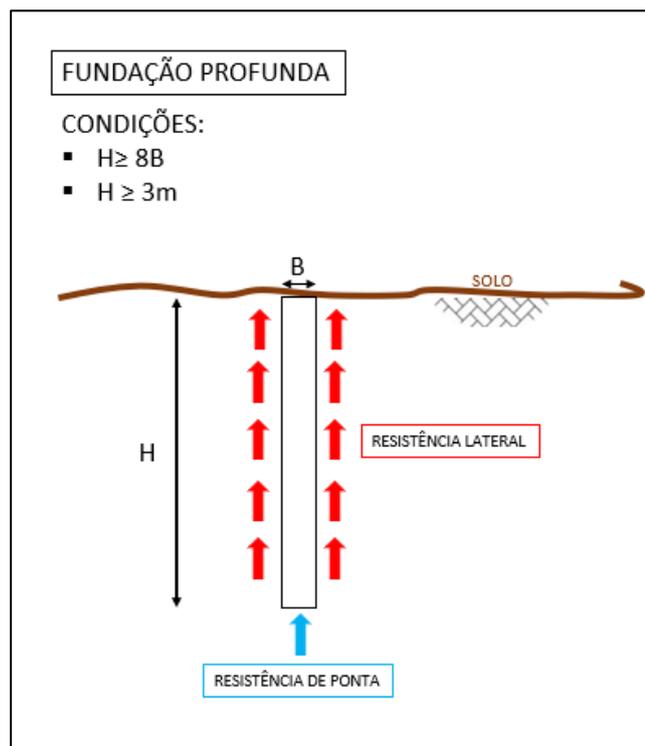
Considerando uma fundação superficial de dimensões retangulares ou quadradas, com largura igual a  $B$ , comprimento equivalente a  $L$  e profundidade  $h$ , tem-se que uma carga  $P$  aplicada (acrescida do peso próprio da fundação) sobre a totalidade da sapata mobiliza tensões com o valor médio dado por:

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \quad (1)$$

### 2.3.2 Fundação Profunda

As fundações profundas são caracterizadas pelo fato de as cargas serem transmitidas para o solo por meio da base (resistência de ponta), pela lateral (resistência do fuste) do elemento de fundação ou por uma combinação destas, em que a profundidade de assentamento seja maior que o oito vezes a menor dimensão da fundação e no mínimo 3 metros. Como exemplo, tem-se as estacas e tubulões.

Figura 10 - Fundação profunda em estaca



Fonte: Autor (2021)

Para as estacas, a capacidade de carga admissível das estacas de fundação pode ser estimada por uma das seguintes formas:

- A. Fórmulas estáticas
- B. Fórmulas dinâmicas
- C. Provas de carga
- D. Fórmulas semiempíricas

### 2.3.2.1 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos são correlações consideradas para cálculo da carga admissível a partir de resultados de ensaios “in situ”, em que, no Brasil, predominam os métodos relacionados ao ensaio SPT (*Standard Penetration Test*).

- **Método de Aoki-Velloso**

Para a capacidade de carga das estacas, por meio do ensaio SPT, tem-se como a soma advinda da resistência de ponta e resistência lateral, a partir das seguintes equações:

$$R = r_p \times A_p + U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (2)$$

$$r_p = \frac{K \times N_{SPT}}{F_1} \quad (3)$$

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (4)$$

Em que:

K= Coeficiente de correlação (Tabela 5);

$N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

$A_p$  = Área da ponta da estaca;

$F_1$  e  $F_2$  = Fatores de correção que levam em conta o efeito escala (Tabela 4);

$\alpha$  = Razão de atrito com a camada (Tabela 5);

$N_L$  = Índice de resistência à penetração médio na camada de solo da espessura  $\Delta L$ ;

$\Delta L$  = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Para a consulta dos valores de  $N_{SPT}$  e  $N_L$ , tem-se a necessidade dos resultados de sondagens de simples reconhecimento feita em campo. E, para os fatores  $F_1$ ,  $F_2$ , K e  $\alpha$  tem-se as Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 - Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ 

Tipos de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	$2 F_1$

Fonte: Adaptados de Aoki e Velloso (1975)

Tabela 5 - Coeficiente K e razão de atrito ( $\alpha$ )

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

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Para atender a segurança, para o método de Aoki-Velloso, recomenda-se o cálculo da carga admissível dividindo por um fator de segurança (F.S) igual a 2.

$$R_{adm} = \frac{R}{F.S.} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (5)$$

- **Método de Décourt-Quaresma**

Para o método de Décourt-Quaresma (1978) e Décourt (1996) ocorre a inserção de dois fatores nas parcelas de resistência de ponta e lateral, sendo, respectivamente, alfa e beta. Com isso, tem-se a equação final de capacidade de carga em estaca dada pela equação seguinte.

$$R = \alpha \times r_p \times A_p + \beta \times U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (6)$$

$$r_p = C \times N_p \quad (7)$$

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \quad (8)$$

Com isso, realizando-se as substituições das equações (7) e (8) na equação (6), tem-se a equação final para o método de Décourt-Quaresma como:

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

Em que:

C= Coeficiente característico do solo;

$N_p$  = Média do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, composto por três valores (nível da ponta ou base, nível anterior e nível superior);

$\alpha$  = Valor em função do tipo de estaca e solo;

$\beta$  = Valor em função do tipo de estaca e solo;

$A_p$  = Área da ponta da estaca;

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

L = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Para consulta dos fatores C,  $\alpha$  e  $\beta$ , tem-se as tabelas a seguir.

Tabela 6 - Coeficiente característico do solo

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

\*Alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Tabela 7 - Valor de  $\alpha$  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: Décourt (1996)

Tabela 8 - Valores de  $\beta$  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: Décourt (1996)

É importante salientar que, para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  devem ser equivalentes a 1,0.

Para Décourt-Quaresma, a resistência admissível deve ter seu valor dividido por um fator de segurança igual a 4 para a resistência de ponta e de 1,3 para a resistência lateral.

$$R_{adm} = \frac{R_P}{F.S.P} + \frac{R_L}{F.S.L} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (10)$$

- **Método de Teixeira**

Para a proposição tem-se a aplicação de uma equação com a inserção de dois parâmetros ( $\alpha$  e  $\beta$ ), porém com considerações diferentes que devem ser notadas nas Tabelas 9 e 10.

$$R = R_P + R_L = \alpha \times N_P \times A_P + \beta \times N_L \times U \times L \quad (11)$$

$$N_P = \frac{\sum N_{4\phi} + \sum N_{1\phi}}{\sum n_{4\phi} + \sum n_{1\phi}} \quad (12)$$

Em que:

$N_P$  = Média do índice de resistência à penetração medido no espaço de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

$N_L$  = Média do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\alpha$  = Parâmetro (Tabela 9);

$\beta$  = Parâmetro (Tabela 10).

Tabela 9 - Valores do parâmetro  $\alpha$

Tipo de solo	Tipo de estaca - $\alpha$ (KPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 10 - Valores do parâmetro  $\beta$

Tipos de estaca	$\beta$ (KPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

Para respeitar as condições de segurança, Teixeira aconselha a divisão da resistência de ponta por 4 e a resistência lateral por 1,5.

$$R_{adm} = \frac{R_P}{F.S.P} + \frac{R_L}{F.S.L} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad (13)$$

- **Método executivo**

Em análise das parcelas envolvendo resistência de ponta e atrito lateral das estacas, é essencial considerar as técnicas e limites de execução. Para isso, no caso característico de estacas do tipo hélice contínua, deve, em todos os casos ser considerado a contribuição da resistência de ponta para que seja assegurado o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo presente. Assim sendo, as relações a serem trabalhadas são:

$$R_p < R_l \quad (14)$$

$$P_{ADM} < \frac{R_p + R_l}{2} \quad (15)$$

Em que:

$P_{adm}$  = Carga admissível da estaca;

$R_L$  = Resistência lateral;

$R_p$  = Resistência de ponta.

Para os casos em que o contato efetivo entre concreto e solo firme ou rocha não for assegurado, o projeto deve ser revisto, tendo como alternativa a revisão do comprimento das estacas e condição de resistência de ponta nula.

### 2.3.3 Tensão Admissível

A tensão admissível é representada pela tensão adotada em projeto que, quando aplicada ao solo pela fundação, atende aos padrões de segurança para com estado limite de serviço e estado limite último.

De acordo com a ABNT NBR 6122, a tensão admissível pode ser determinada de acordo com os seguintes métodos:

1. Métodos teóricos;
2. Métodos semiempíricos;
3. Prova de carga sobre placa.

Em caráter semiempírico, para o autor Schnaid (2000), existem algumas estimativas feitas para os projetos de fundação quanto a tensão admissível a ser aplicada sobre o terreno. Dessa forma, existe um fator  $k$  que, multiplicado pelo valor do  $N_{SPT}$ , traz uma tensão admissível do solo.

$$\sigma_{adm} = k \times N_{SPT} \quad (16)$$

Para o valor do fator  $k$ , tem-se considerações como tipo de solo, recalques possíveis e granulometria apresentada. Com isso, Schnaid (2000), aponta uma tabela para tensões admissíveis elaborada pelos autores Milititsky e Schnaid.

Tabela 11 - Tensão admissível para solos coesivos

Descrição (consistência)	$N_{SPT}$	Provável tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )		
		L=0,75m*	L=1,50m*	L=3,00m*
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 - 30	250 - 500	200 - 450	150 - 400
Rija	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)

Além da proposição mencionada anteriormente, Teixeira (1996) determina o cálculo da tensão admissível com base nos resultados do ensaio SPT, conforme a seguir.

$$\sigma_{adm} = 20 \times \bar{N}_{SPT} \quad (17)$$

Em que  $5 \leq \bar{N}_{SPT} \leq 20$ .

### 2.3.4 Fundações mistas

De acordo com Poulos (2001), inicialmente os projetistas de fundação adotam a opção de estruturas de fundação superficiais como solução de projeto e verificam o atendimento aos critérios de cálculo, sendo algum desses critérios a resistência geotécnica, resistência estrutural e recalque máximo suportado. No entanto, para uma análise inicial comprometida, direcionam a opção para estruturas de fundação profundas e realizam as análises novamente.

Nos últimos anos as pesquisas científicas direcionadas para a área da engenharia, especificamente para a vertente de fundações, mostrou a possibilidade e efetividade na combinação de fundações superficiais com fundações profundas, denominando-as como fundações mistas. As fundações mistas são, atualmente, conceituadas como uma associação de um elemento de fundação profunda com um elemento de fundação superficial, apresentando-se com denominações de “Sapatas estaqueadas” ou “Radier estaqueado”.

Para Terzaghi e Peck (1948) apud Poulos e Davis (1980), a capacidade de carga do grupo de estacas é representado pelo menor valor de cálculo obtido entre duas opções. A primeira é a soma das capacidades últimas das estacas individuais no grupo e, para segunda, tem-se a capacidade de carga para falha de um bloco retangular do grupo (Equação 18).

$$P_B = B_r \times L_r \times c \times N_c + 2 \times (B_r + L_r) \times L \times \bar{c} \quad (18)$$

Em que:

$B_r$  e  $L_r$  = Dimensões da seção do bloco;

$c$  = Coesão na base do bloco;

$L$  = Profundidade das estacas;

$N_C$  = Capacidade suporte para com a profundidade  $L$ ;

$\bar{c}$  = Coesão média ao longo da profundidade  $L$ ;

Quando em análise da capacidade de carga do grupo de estacas, Whitaker (1957) propõe uma estimativa da capacidade de carga do grupo de estaca por meio de uma relação empírica da seguinte forma:

$$\frac{1}{P_u^2} = \frac{1}{n^2 P_1^2} + \frac{1}{P_B^2} \quad (19)$$

Em que:

$P_u$  = Capacidade de carga final do grupo;

$n$  = Número de estacas do grupo;

$P_1$  = Capacidade de carga final de uma estaca isolada;

$P_B$  = Capacidade de carga final do bloco;

A Equação 19 pode ser manipulada para determinação da eficiência do grupo de estacas em porcentagem, Equação 20.

$$\frac{1}{\eta^2} = 1 + \frac{n^2 P_1^2}{P_B^2} \quad (20)$$

Em que:

$\eta$  = Eficiência do grupo.

Sendo assim, as fundações mistas assumem um papel importante na atualidade quando se trata de economia sem comprometer a segurança e os parâmetros de cálculo da fundação. E, além disso, existem métodos para considerar-se o cálculo das fundações mistas.

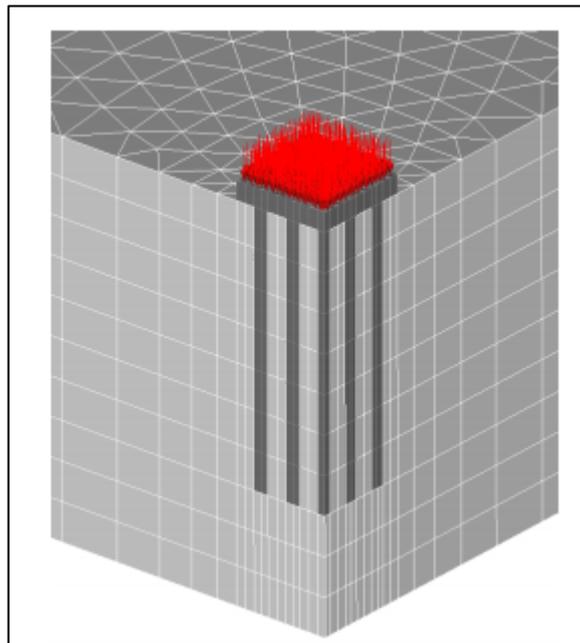
## 2.4 Ferramenta numérica

A utilização de um software de ferramentas para análise geotécnica é de grande importância e conta como um ponto positivo para as análises do comportamento do solo. É através dos softwares que as investigações laboratoriais se tornam mais próximas da realidade presente no campo, evidenciando assim, cada vez mais, a essencialidade do uso de um software adequado para um estudo técnico científico.

O software RS2 é um software que trabalha com a metodologia de elementos finitos 2D para utilidades em solos e rochas. As aplicações do software são voltadas para área da engenharia geotécnica e abrange os seguintes pontos: projetos de escavação, estabilidade de taludes e encostas, análises de condições, infiltração de água subterrânea e recursos de análise dinâmica.

Um grande diferencial do software RS2 está na análise, integralmente automatizada, de estabilidade de inclinação de elementos finitos por meio do método de redução da resistência ao cisalhamento, sendo possível selecionar o critério de falha de Mohr-Coulumb, Hoek-Brown generalizado e Cam-Clay. Além disso, a criação do modelo de trabalho é pautada por modelos similares as criações em CAD, com limites definidos pelos desenhos com mouse, sistema de coordenadas ou importação de arquivo em formato dxf.

Figura 11 – Modelo de análise com carregamento aplicado em estacas



Fonte: Albuquerque et al. (2016)

### 3 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso, em fase de projeto, abordará uma análise dos tipos de fundações empregadas para um silo do tipo SL120 na região de Uberlândia, considerando-se os resultados dos laudos de sondagem presentes nos anexos e das informações técnicas fornecidas pela empresa Kepler Weber.

### 3.1.1 Características e propriedades do subsolo

O local de instalação do silo será considerado no município de Uberlândia – Minas Gerais, considerando uma área interna de empresa privada, em que as sondagens de simples reconhecimento com SPT foram executadas.

Foram executados ao todo 05 perfurações para sondagem de simples reconhecimento com SPT, perfazendo um total de 217,25 metros de profundidade, em que a profundidade alcançada em cada furo obedece ao que prescreve o item 4.1.2 da ABNT NBR 8036 e os critérios de paralisação indicados no item 6.4 da ABNT NBR 6484. As sondagens foram executadas de acordo com as prescrições da norma ABNT NBR 6484 e objetivavam os seguintes pontos: determinar os tipos de solos em suas respectivas profundidades de ocorrência, verificar a posição do nível d'água e conceber os índices de resistência a penetração (N) a cada metro.

Com os resultados apresentados, foi possível constatar a presença de argila arenosa de mole até média a rija nas primeiras camadas do solo e, em seguida, areia argilosa com pedregulhos de quartzo nas camadas mais profundas. Para a verificação da posição do nível d'água, os relatórios de sondagens apresentaram os seguintes resultados para o nível d'água: SP-01 com profundidade de 25,10 metros, SP-02 com profundidade de 25,05 metros, SP-03 com profundidade de 25,20 metros, SP-04 com profundidade de 25,00 metros e SP-05 com profundidade de 24,95 metros. Por fim, para o critério de resistência, foi possível perceber, de maneira geral, que o solo apresenta uma estabilidade de resistência até a profundidade de, aproximadamente, 13 metros. Em seguida, dos 13 até os 19 metros ocorre um ganho de resistência acompanhando o aumento da profundidade, mas, ao atingir os 19 metros ocorre uma queda de resistência que perdura até os 31 metros de profundidade. Por fim, dos 31 aos 45 metros de profundidade ocorre uma elevação da resistência do solo.

Tabela 12 – Valor de  $N_{SPT\ M\acute{E}DIO}$  para 05 pontos de sondagem

	Profundidade (m)	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05	Média
	1	2	2/33	4	2/31	3	2,6
	2	2	2/35	5	4/33	2/33	3
	3	2/33	2/36	2	2/33	2/36	2
	4	4	3/33	2	2/36	2/36	2,6
	5	3	4/33	4	2/35	2/32	3
	6	2/34	4/33	3/31	2/32	2/32	2,6
	7	4/33	5/31	6/34	2	3/32	4
	8	4/32	4/32	4/31	6	6/31	4,8
	9	6/34	4	4	8	5/33	5,4
	10	2	9	5	9	4/33	5,8
	11	3	10	12	12	4/34	8,2
	12	4	12	14	13	8	10,2
	13	9	13/32	15	16	10	12,6
	14	11	16	16	13	11	13,4
	15	13	13	12	13	15	13,2
	16	14	15	14	15	20	15,6
	17	16	14	16	13	18	15,4
	18	19	17	17	18	17	17,6
	19	19	19	11	15	15	15,8
	20	13	14	15	17	16	15
	21	12	15	16	17	18	15,6
<b>METROS</b>	22	13	13	19	13	10	13,6
	23	11	10	15	11	8	11
	24	12	8/33	7	9	10/32	9,2
	25	8/31	6/33	7	13	16	10
	26	6/32	8	8	10	15	9,4
	27	8	11	13	9	11/31	10,4
	28	9	13	13	11	8/32	10,8
	29	12	11	12	14	11	12
	30	12	12	15	15	13	13,4
	31	13	15	22	16	13	15,8
	32	17	17	24	18	12	17,6
	33	16	19	22	22	15	18,8
	34	17	20	23	18	14	18,4
	35	22	23	28	19	17	21,8
	36	23	23	26	21	18	22,2
	37	24	27	36	22	14	24,6
	38	28	30	29	23	19	25,8
	39	30	29	22	26	23	26
	40	33	31	33	28	25	30
	41	29	33	36	33	28	31,8
	42	31	30	35	22	23	28,2
	43	28	27	37	22	19	26,6

\* Unidade dos valores de SP's estão em golpes/cm

Fonte: Autor (2021)

### 3.1.2 Silo metálico de fundo plano

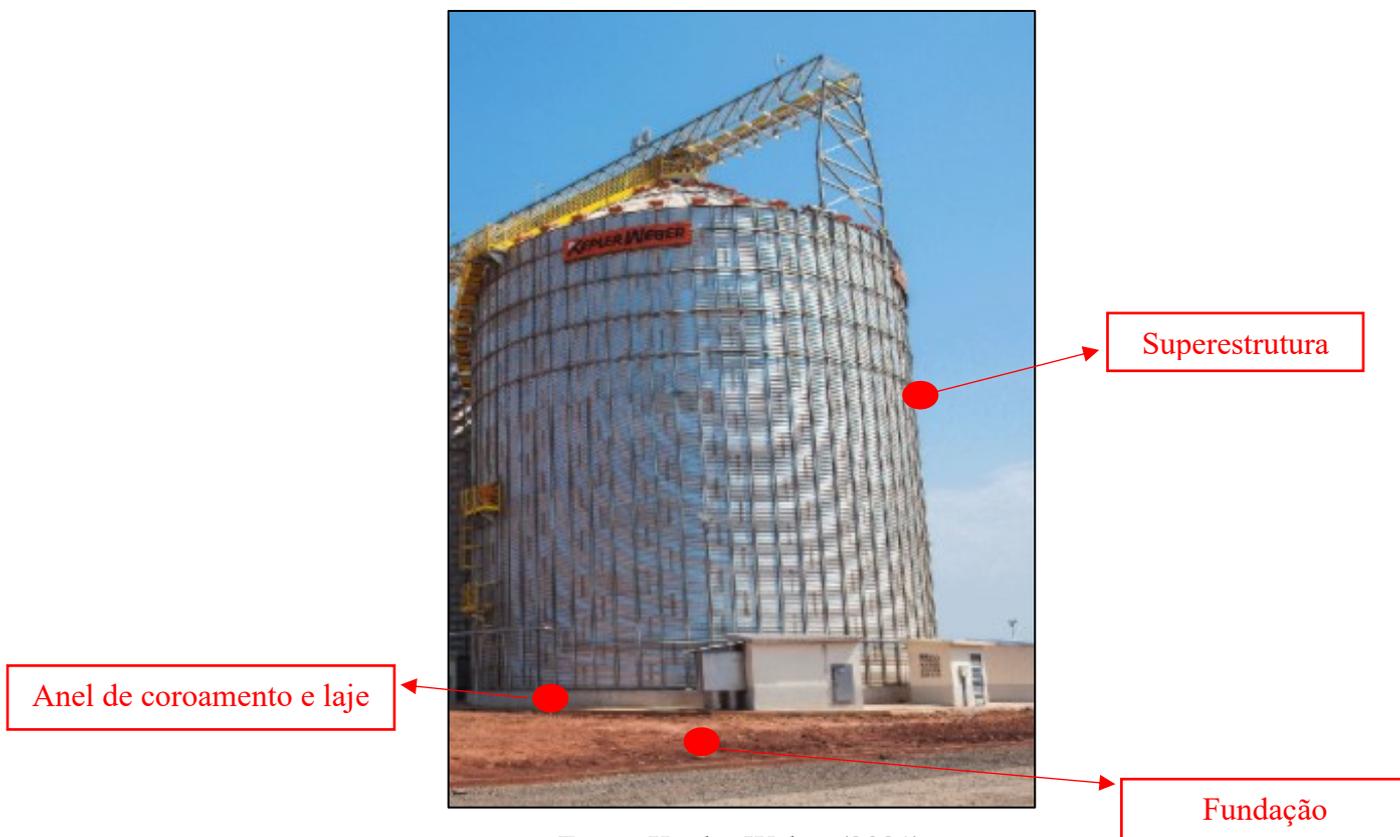
Os silos metálicos são destinados a uma armazenagem de grãos em escala de pequeno a médio porte. Os silos metálicos de fundo plano são, em geral, montados com chapas lisas ou corrugadas de ferro galvanizado ou em alumínio, fabricados em série no sentido de baixo para cima e apoiados sobre uma superfície de concreto.

A constituição de um silo metálico de fundo plano pode ser definida de maneira a dividir a estrutura completa em superestrutura e infraestrutura. Tem-se:

- Superestrutura: estrutura metálica do silo presente na parte superior do silo, podendo ser as paredes, coberturas, telhados, escadas, estruturas de proteção contra queda, correias transportadoras, elevadores, entre outros componentes.
- Infraestrutura: formada pelo conjunto base e fundação. A base destina-se a ao conjunto do anel de coroamento e laje para suportar a pressão dos produtos armazenados e, a fundação representa o suporte para a superestrutura e a base.

Para exemplificação, tem-se uma figura a seguir com a localização dos elementos mencionados anteriormente.

Figura 12 - Superestrutura e infraestrutura de um silo metálico de fundo plano



Fonte: Kepler Weber (2021)

### 3.1.2.1 Silo modelo SL 120

Atualmente, a empresa Kepler Weber está presente no mercado do agronegócio com foco nas etapas posteriores a colheita advinda do produtor rural, visando a armazenagem e movimentação dos produtos. Em sua carteira de serviços, a empresa apresenta dois seguimentos principais de atuação: projetos agrícolas e projetos portuários. Assim, os principais serviços oferecidos são: projetos executivos para novas unidades, silos metálicos, transportadores horizontais e verticais, maquinário, acessórios de instalação e supervisão (KEPLER WEBER, 2013).

Dessa maneira, para a situação de trabalho, optou-se pela escolha do silo modelo BASE SL 120 com a opção de 16 anéis (chapas).

Tabela 13 - Características SL120

Silo		Dimensões						
ft(')	Ø (m)	Raio - Chumbadores (mm)	Raio interno	Raio - Anel de ancoragem (mm)	Raio externo	Linha	Ângulo	Nº - Montantes
120'	36,38	1826	1802,5	1829	1842,5	95,6	3,00°	120

Fonte: Adaptado de Kepler Weber (2014)

### 3.1.2.2 Produto armazenado

As pressões e esforços advindos do material armazenado no silo irão perdurar ao longo da vida útil da estrutura e, conseqüentemente, da fundação. Sendo assim, é muito importante as considerações sobre o produto que estará inserido dentro do silo.

Para a situação de trabalho, tem-se a consideração do peso específico dos cereais equivalente a 8,34 kN/m<sup>3</sup>, valor próximo ao recomendado pelo Comitê Europeu de Padronização (EM) para o milho a granel.

Figura 13 - Milho a granel



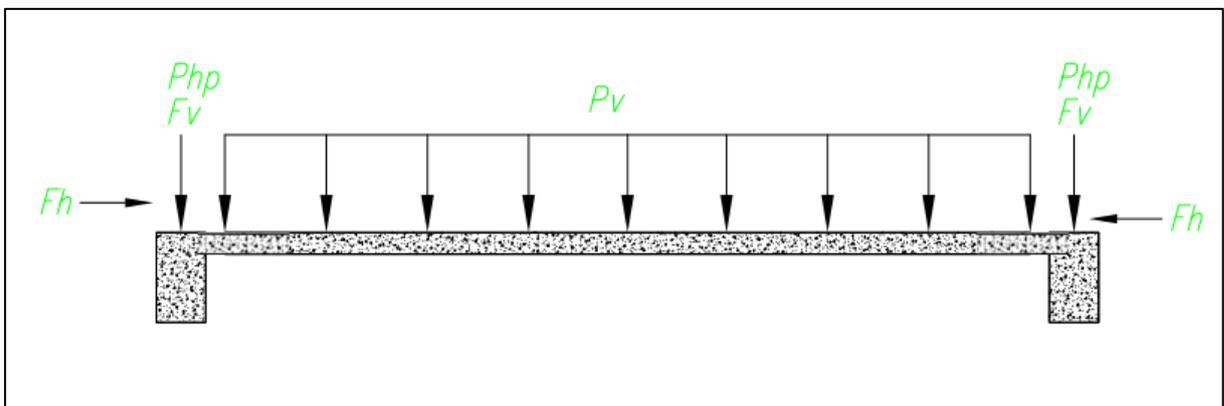
Fonte: MF Rural (2021)

### 3.1.2.3 Cargas atuantes

Para cálculo da fundação do silo SL120 adotado como objeto de estudo é imprescindível a determinação das cargas provenientes das estruturas e do ambiente. Com isso, adotou-se as cargas fornecidas pela empresa Kepler Weber, em que se considerou um peso específico do produto equivalente a  $8,34 \text{ kN/m}^3$  e uma carga adicional por montante de passarela igual a  $100 \text{ kN}$ . Além disso, para a região de Uberlândia, considerou-se uma velocidade do vento equivalente a  $34 \text{ m/s}$ .

Dessa maneira, a figura representa a configuração das cargas atuantes.

Figura 14 - Detalhe das cargas atuantes



Fonte: Adaptado de Kepler Weber (2014)

Em que:

A carga  $P_{hp}$  (kN) representa a carga concentrada da passarela por ponto de apoio, ou seja, uma carga adicional por montante de passarela e equivale a  $100 \text{ kN/montante}$ , de acordo com os dados fornecidos pela empresa Kepler Weber

Para a carga  $F_v$  (kN) tem-se a associação com a carga vertical total no anel de coroamento, representada pela soma do peso próprio da estrutura do silo com o atrito entre a parede lateral do silo e o produto. A tabela a seguir representa os valores de  $F_v$  em função da quantidade de anéis do silo.

Tabela 14 - Carga total no anel

Nº de anéis (chapas)	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
$F_v$ (kN)	26443	29048	31756	34564	37506	40545	43678	46905	50223	53630	57125

Fonte: Adaptado de Kepler Weber (2014)

A carga  $P_v$  ( $\text{kN/m}^2$ ) equivale a pressão no fundo do silo, determinada pelo peso específico do produto. O valor de  $P_v$  é representado em função da quantidade de anéis do silo, conforme a tabela a seguir.

Tabela 15 - Pressão no fundo

Nº de anéis (chapas)	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
$P_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	125	130	135	140	145	150	155	159	164	169	173

Fonte: Adaptado de Kepler Weber (2014)

E, por fim, a parcela  $F_h$  representa a carga advinda dos esforços provocados pelo vento.

Para aspecto construtivo, é importante mencionar as considerações destacadas, em nota, pela empresa Kepler Weber para cálculos estruturais visando o recebimento dos silos. 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 superfície superior do anel externo da base deve ser perfeitamente nivelada e apresentar bom acabamento superficial (desnível inferior a 0,1%);
- O anel da base deve ser perfeitamente circular e concêntrico, com tolerância máxima de +/- 1 cm;
- A resistência do concreto deve ser superior a  $200\text{kgf/cm}^2$  (20 MPa);
- Para o cálculo estrutural, devem ser admitidas as cargas conforme especificadas, escolhendo o modelo do silo apropriado, já prevendo futuras ampliações.

### 3.1.3 Análises das fundações

Para o trabalho em questão, tem-se uma situação de análise de 4 vertentes para a fundação do silo metálico de fundo plano, sendo:

- Fundação direta;
- Fundação estacada em um conjunto/grupo de estacas;
- Fundação estacada com consideração do contato com o solo;
- Fundação com laje e anel estacado;

Além disso, os casos C e D serão aplicados em software MEF-2D e axissimetria.

## 4 MATERIAL E MÉTODOS

Para esse elemento serão tratados os métodos utilizados para o cálculo da capacidade de carga das fundações rasas e profundas e a ferramenta numérica de elementos finitos utilizada nas análises de tensão e deformação. Além disso, é evidenciado a forma como foram obtidos os parâmetros geotécnicos aplicados para as características e análises dos tipos de fundações.

### 4.1.1 Estimativa da capacidade de carga

Para a condição de fundação rasa adotou-se uma distribuição de carga ao longo de toda a extensão do radier e determinou-se a tensão aplicada no radier. Com isso, foi feito um comparativo com a tensão admissível no solo e uma verificação das condições necessárias para a execução do radier. Para a análise comparativa utilizou-se da planilha eletrônica presente no Apêndice A e laudos de sondagem contemplados pelo Anexo D.

Para a fundação profunda, os cálculos de capacidade de carga das estacas de maneira isolada foram executados através de três métodos: Métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Para aplicação dos cálculos foram utilizadas planilhas eletrônicas presentes nos Anexos B e C e, dados de entrada advindos da tabela de Joppert Junior (2007) considerados no Anexo A.

Assim, define-se, por meio de Terzaghi e Peck (1948), a capacidade de carga final do grupo sem minorar os fatores de segurança.

Por fim, considerando a eficiência do grupo de estacas e adotando-se uma estimativa mais realista da capacidade de carga final do conjunto, utiliza-se do método de Whitaker (1957) em associação com a capacidade de carga calculada por Terzaghi e Peck (1948).

### 4.1.2 Modelagem numérica

O software RS2 é uma ferramenta muito útil para modelagem de um problema 3D por meio de um 2D acrescido do modelo axissimétrico, trazendo resultados agradáveis para as situações problemas contemplando o conjunto fundação e solo. A inserção dos dados é intuitiva e o programa apresenta a barra de ferramentas de maneira sequencial com uma interface de fácil entendimento. Assim, o projetista consegue fazer as alterações de acordo com a sua condição de trabalho e obter resultados expressivos na otimização dos projetos. Além disso, a ferramenta possui uma grande qualificação em decorrência da transformação de problemas tridimensionais em bidimensionais por meio da utilização da axissimetria.

Com isso, os casos de análise foram:

- Caso C: Radier estaqueado com 137 estacas;
- Caso D: Laje com anel de coroamento estaqueado composto por 64 estacas.

#### 4.1.2.1 Método dos elementos finitos (MEF)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma metodologia numérica para solucionar problemas de valores sobre o contorno de equações diferenciais. O MEF transforma a geometria submetida aos carregamentos em uma infinidade de pequenas partes, chamados de elementos e que se tornam a representação de um domínio contínuo do problema. Dessa maneira, a transformação permite a resolução de um problema de grande complexidade, dividindo o problema em pequenas parcelas e viabilizando a tratativa do computador.

#### 4.1.3 Características da estrutura analisada

O estudo contempla um sistema de silo a ser implantado na região de Uberlândia – MG considerando-se todas as características da região. Para a concepção da superestrutura, supõe-se que a empresa Kepler Weber irá fornecer toda a parcela das estruturas metálicas em decorrência do seu portfólio abrangente.

Dentre todos os modelos de silos fornecidos pela empresa mencionado anteriormente, a escolha representa o modelo de silo metálico de fundo plano com elevada capacidade de armazenamento, ou seja, um silo modelo SL 120 com diâmetro de 36,38 metros e altura de 30 metros.

A estrutura do silo SL120 contém um espalhador na carga de maneira motorizada ou cinética com escadas do tipo marinheiro ou caracol e apresentar um sensor de nível superior para auxiliar no controle de armazenagem do produto. Além disso, o dimensionamento do silo e suas estruturas respeitam as seguintes normas: ABNT NBR ISSO 12100, NPT 027, ABNT NBR 6123 e ANSIS/ASAE EP 433.

## 5 DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

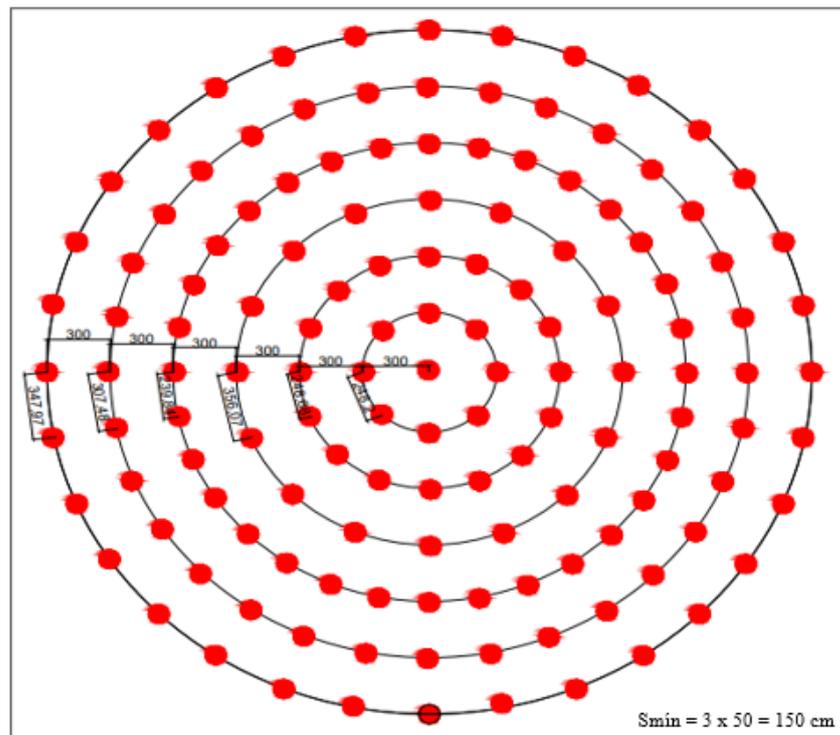
Para seguimento nas análises de fundações mencionadas no item 3.1.3 deste trabalho, é necessário definir alguns parâmetros associados aos casos anteriormente mencionados e demonstrar cada caso particularmente quanto a sua definição geométrica de análise.

### 5.1.1 Grupo de estacas

A distribuição das estacas no radier foi definida de maneira que a carga aplicada fosse distribuída considerando-se uma condição de equilíbrio. Dessa maneira, por meio da distribuição circular (Figura 15) buscando a simetria, chegou-se ao valor de 137 estacas.

Além disso, assumiu-se como condição de trabalho na região de Uberlândia, estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 50 centímetros distribuídas na área total do radier de 1040 m<sup>2</sup>.

Figura 15 - Configuração do grupo de estacas



Fonte: Autor (2021)

De acordo com a ABNT NBR 6122, recomenda-se que as estacas sejam projetadas para um espaçamento mínimo de 3,0 vezes o diâmetro para estacas moldadas “*in loco*” e 2,5 vezes o diâmetro para estacas pré-moldadas.

Com isso, tem-se:

$$S_{\min} = 3 \times \phi = 3 \times 50 = 150 \text{ cm} \quad (21)$$

Em que:

$S_{\min}$  = Espaçamento mínimo entre eixos das estacas moldadas *in-loco*;

$\phi$  = Diâmetro da estaca;

Portanto, como pode ser visto na Figura 15, as estacas possuem menor distância entre seus eixos com valor de 239 centímetros, ou seja, superior ao  $S_{\min}$ .

### 5.1.2 Altura do bloco

Para a determinação da altura do bloco, a Administração Federal de Estradas dos Estados Unidos informa que para um grupo de estacas, por experiência em aplicações, a seguinte equação é aplicável ao cálculo da altura do bloco:

$$h_{bloco} = \left( \frac{P_{estaca}}{53,38} + 30 \right) \times 0,0254 \quad (22)$$

Em que:

$h_{bloco}$  = Altura do bloco;

$P_{estaca}$  = Carga de uma única estaca.

Para determinação do valor de  $P_{estaca}$ , é necessário a consideração global das cargas atuantes nas estacas e, assim, realizar sua divisão pelo número total de estacas. Sendo assim, apresenta-se:

$$\begin{aligned} C_{total} &= F_v + P_v \times A + P_{pass} \times n^{\circ}_{mont} \\ C_{total} &= 26443 + 125 \times 1039,50 + 100 \times 120 \\ C_{total} &= 168.378 \text{ kN} \end{aligned} \quad (23)$$

Em que:

$C_{total}$  = Carga total aplicada;

$F_v$  = Carga vertical total no anel;

$P_v$  = Pressão aplicada no fundo do silo;

$A$  = Área total do radier;

$P_{pass}$  = Carga concentrada da passarela por ponto de apoio;

$n^{\circ}_{mont}$  = Número de montantes/pontos de apoio.

Com a carga total aplicada no sistema, tem-se o cálculo da carga individual de cada estaca, ou seja  $P_{estaca}$ .

$$P_{estaca} = \frac{C_{total}}{n^{\circ}_{estacas}} = \frac{168377,74}{137} = 1.230 \text{ kN} \quad (24)$$

Em que:

$P_{estaca}$  = Carga de uma única estaca;

$n^{\circ}_{estacas}$  = Número total de estacas distribuídas no radier;

$C_{total}$  = Carga total aplicada.

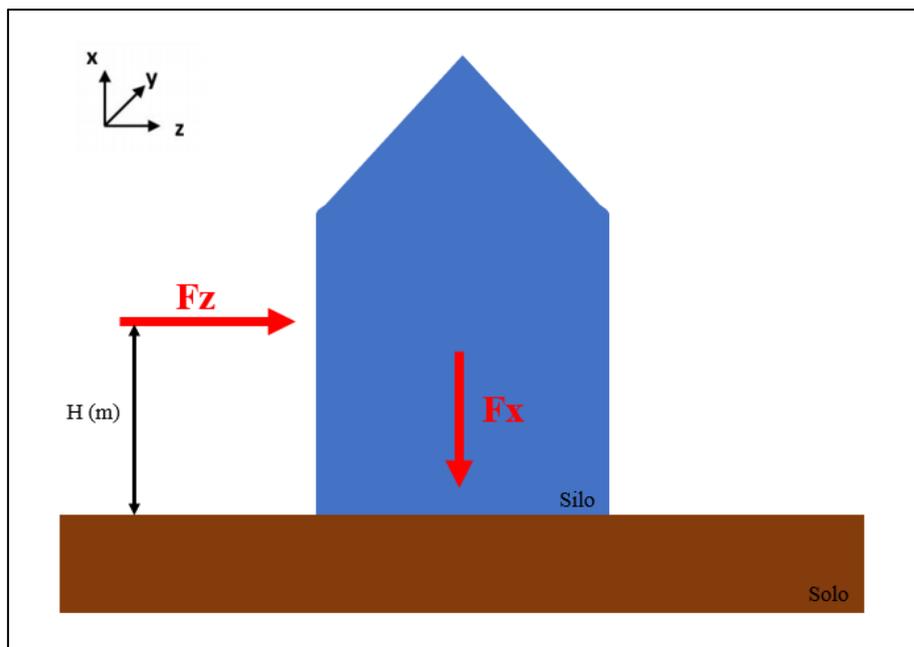
Com isso, retornando para a Equação 22, tem-se a altura do bloco equivalente a 1,35 metros.

$$h_{bloco} = \left( \frac{1230}{12 \times 4,4482} + 30 \right) \times 0,0254 \cong 1,35 \text{ metros} \quad (25)$$

### 5.1.3 Ação do vento

O vento é responsável por exercer pressões e sucções nas edificações, podendo aparecer de forma variada, constante, descontínua ou momentânea e, com isso, causar danos e efeitos indesejáveis as estruturas. Para isso, é essencial realizar-se a consideração relativa ao efeito do vento conforme a força  $F_z$  mostrada na Figura 16.

Figura 16 - Ação do vento



Fonte: Autor (2021)

Para a determinação do valor referente a ação do vento representada por  $F_z$  é importante a determinação de parâmetros de cálculo de acordo com a geometria da estrutura e localidade em que se encontra o objeto de estudo. Para o caso mencionado anteriormente, a geometria será circular e a localização será Uberlândia (MG) em região industrial com terreno plano e elevada quantidade de obstáculos. Com isso, em consulta a ABNT NBR 6123, os parâmetros a seguir são definidos.

Tabela 16 - Parâmetros para determinação da ação do vento

Parâmetro	Valor
Velocidade básica do vento ( $V_0$ )	35 m/s
Fator topográfico ( $S_1$ )	1,0
Fator de rugosidade e dimensões da edificação ( $S_2$ )	0,96
Fator estatístico ( $S_3$ )	1,0
Coefficiente de arrasto ( $C_a$ )	0,47

Fonte: Autor (2021)

Com as determinações mencionadas anteriormente, é possível calcular a velocidade característica do vento ( $V_k$ ), a pressão dinâmica ou de obstrução em condições normais de pressão e temperatura ( $q_0$ ) e, por fim, ação do vento ( $F_z$ ) por unidade de área.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 35 \times 1 \times 0,96 \times 1 = 33,6 \text{ m/s} \quad (26)$$

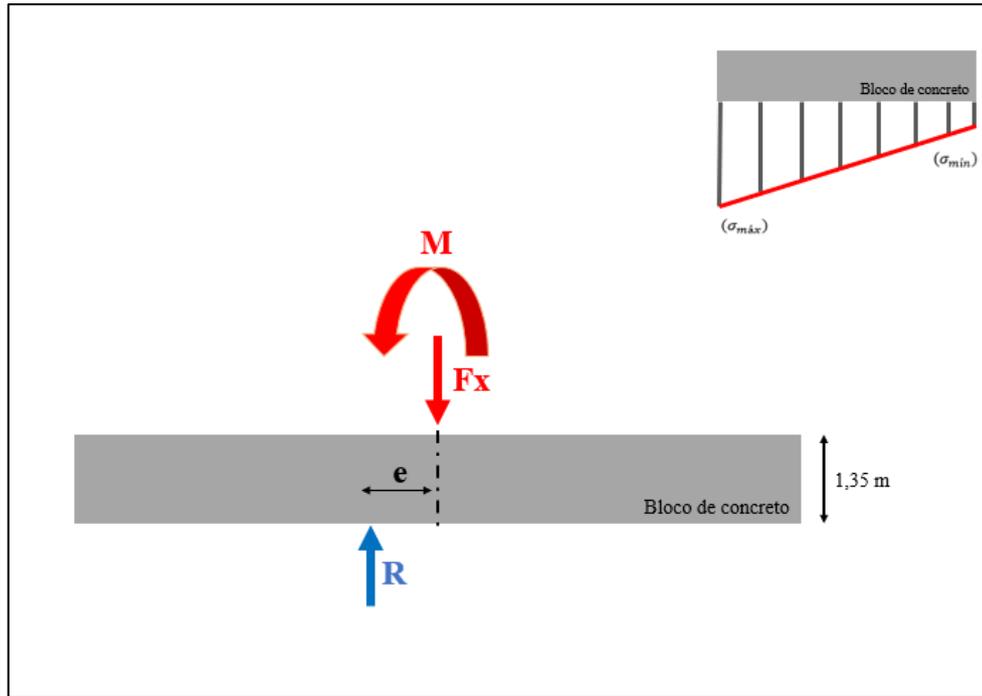
$$q_0 = 0,613 \times V_k^2 = 0,613 \times 33,6^2 = 0,70 \text{ kN/m}^2 \quad (27)$$

$$F_z = C_a \times q_0 = 0,47 \times 0,70 = 0,33 \text{ kN por unidade de área} \quad (28)$$

#### 5.1.4 Caso A – Fundação direta

A fundação direta ou rasa será representada por um bloco circular com diâmetro de 36,38 metros e altura de 1,35 metros apoiado na cota -2 metros, conforme definido no elemento 5.1.2. Para exemplificação do caso A, tem-se a Figura 17, em que representa a atuação das cargas atuantes.

Figura 17 - Caso A - Fundação direta



Fonte: Autor (2021)

Em análise da imagem anterior, será gerado uma tensão mínima ( $\sigma_{mín}$ ) e uma tensão máxima ( $\sigma_{máx}$ ) no bloco de fundação em concreto. E, dessa forma, será feito um comparativo entre as tensões geradas e a tensão admissível calculada pela proposição de Teixeira (1996). Para cálculo das tensões geradas, tem-se o equacionamento a seguir.

$$\sigma = \frac{F_x}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} \times z \pm \frac{M_z}{I_z} \times y \quad (29)$$

Em que:

$F_x$  = Peso total do silo;

$A$  = Área da seção transversal do bloco;

$M_y$  = Momento em torno do eixo y;

$M_z$  = Momento em torno do eixo z;

$I_y$  = Momento de inércia em relação ao eixo y;

$I_z$  = Momento de inércia em relação ao eixo z;

$y$  = Posição da linha neutra do referente eixo;

$z$  = Posição da linha neutra do referente eixo;

Em caráter prático e construtivo, é extremamente importante ter-se uma atenção com blocos de concreto massa devido ao grande volume de concreto aplicado. Pela consequência da reação exotérmica de hidratação do cimento, ocorre uma elevação de temperatura no interior do bloco e, uma vez que a superfície do bloco esfria de forma mais rápida quando comparada ao interior, pode ocorrer fissuras nas laterais e topo do bloco. Como alternativa para o ponto de atenção mencionado anteriormente, tem-se uma minimização do problema com uma redução do consumo de cimento em paralelo com uma concretagem em camadas de menor altura com aplicação de pré-refrigeração e pós-refrigeração do concreto e, também, uma cura prolongada e com qualidade.

### 5.1.5 Caso B – Fundação estacuada em grupo de estacas

A fundação estacuada em um grupo de estacas representa um bloco circular com diâmetro de 36,38 metros e altura de 1,35 metros apoiado na cota -2 metros, com as estacas mostradas na Figura 15 distribuídas ao longo de toda seção do bloco.

Para análise das solicitações de carga das estacas, será abordado uma determinação de carga nas estacas com base no estaqueamento com dupla simetria, conforme o equacionamento a seguir, envolvendo os esforços advindos da ação do vento.

$$N_i = \frac{V}{\sum Estacas} \pm M_z \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} \pm M_y \times \frac{z_i}{\sum z_i^2} \quad (30)$$

Em que:

$V$  = Peso total do silo;

$\sum Estacas$  = Número total de estacas;

$M_y$  = Momento em torno do eixo y;

$M_z$  = Momento em torno do eixo z;

$y_i$  = Distância no eixo y até a estaca considerada;

$z_i$  = Distância no eixo z até a estaca considerada;

$\sum y_i^2$  = Somatório das distâncias para a consideração em y;

$\sum z_i^2$  = Somatório das distâncias para a consideração em z;

Com isso, após as determinações de solicitações das estacas, os valores serão comparados com a determinação da capacidade de carga das estacas levando em consideração o ensaio SPT apresentado, em que serão utilizados os métodos de Aoki Velloso (1975), Decourt

Quaresma (1978) e Teixeira (1996). A resistência admissível da estaca será a média dos três métodos trabalhados.

### 5.1.6 Caso C – Fundação estaqueada com consideração do contato com o solo

A fundação estaqueada com consideração do contato com o solo, foi determinada pela distribuição das estacas ao longo de toda a área do radier de maneira a conceber uma simetria entre as posições das estacas. Dessa forma, utilizou-se de 137 estacas do tipo hélice continua com 50 centímetros de diâmetro e espaçamentos variando de 2,4 até 3,5 metros.

Tabela 17 - Espaçamento entre estacas

Anel	Distância entre estacas (m)
1°	2,40
2°	2,60
3°	3,50
4°	2,40
5°	3,00
6°	3,50

Fonte: Autor (2021)

Para o caso em análise existe uma semelhança com a situação descrita para o item 5.1.5, no entanto, aplica-se o incremento da consideração do contato bloco solo, em que a situação irá conceituar a condição de axissimetria e modelagem numérica por meio do software RS2 visando a otimização da situação de trabalho do conjunto bloco e estacas.

Para a consideração de entrada no modelo numérica e uso do software RS2, será necessária uma ponderação associada ao Módulo de Young, ou seja, propriedade mecânica responsável por mensurar a rigidez de um material sólido. A ponderação a ser feita representa a necessidade de entendimento do software para uma situação de bloco com estacas e não uma parede única, ou seja, o Módulo de Young será dividido pelo espaçamento entre estacas, conforme a equação a seguir.

$$E_{RS2} = \frac{E_p}{s} \quad (31)$$

Em que:

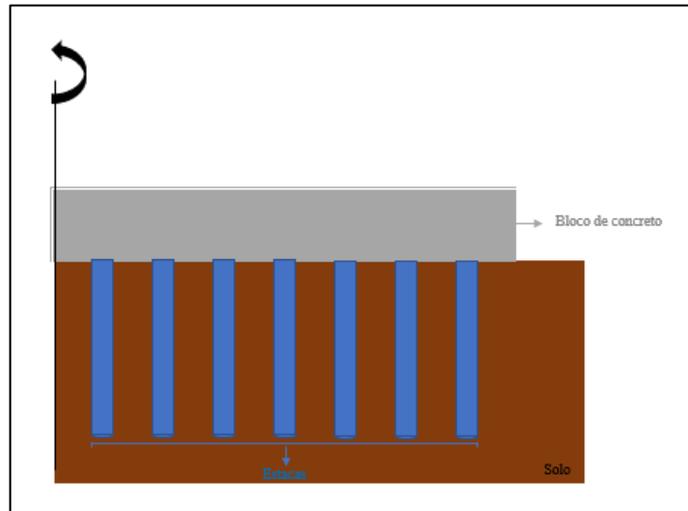
$E_{RS2}$  = Módulo de elasticidade dividido pelo espaçamento das estacas;

$E_p$  = Módulo de Young;

s = Espaçamento entre estacas;

Para melhor visualização da situação descrita ao Caso C, tem-se a figura a seguir.

Figura 18 - Fundação estaqueada com contato bloco solo

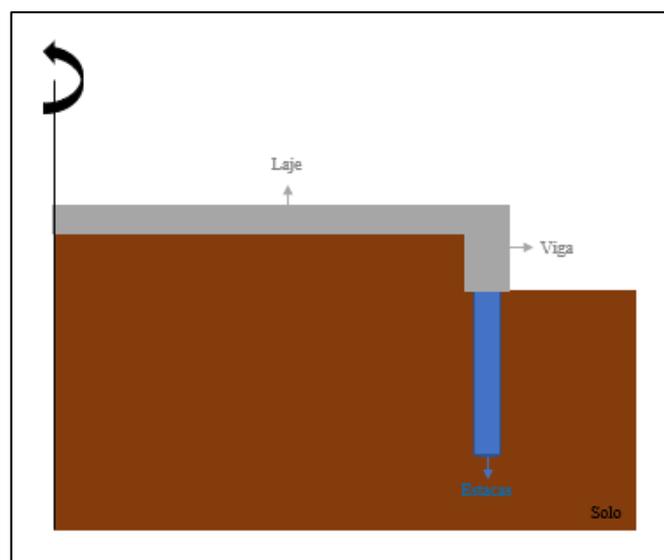


Fonte: Autor (2021)

### 5.1.7 Caso D – Fundação real com laje e anel estaqueado

Em análise do último caso, considera-se a fundação real encontrada em campo, ou seja, a composição da laje, viga e anel estaqueado e a consideração aplicada para  $E_{RS2}$ . No entanto, diferentemente do caso anterior, temos apenas um anel de coroamento estaqueado com adoção de estacas do tipo hélice contínua de 60 centímetros de diâmetro e espaçamento entre elas de 1,80 metros.

Figura 19 - Fundação plana com viga anelar estaqueada



Fonte: Autor (2021)

Para considerações referentes as dimensões da laje e da viga do anel de coroamento, serão utilizados os parâmetros fornecidos pela empresa Kepler Weber.

### 5.1.8 Parâmetros do solo para a análise numérica

A partir da determinação das maneiras a serem modelados os casos anteriores (Caso C e Caso D), definiu-se os parâmetros dos materiais de entrada para simulação da análise numérica. Para tais definições, utilizou-se dos relatórios de ensaio SPT em conjunto com a Tabela 2 e as proposições de Joppert Jr. (2007). Dessa forma, tem-se as situações de solo simuladas representadas pela Tabela 18.

Além disso, para o coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ) para cada camada, utilizou-se da equação proposta Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (32)$$

Tabela 18 - Parâmetros do solo e concreto para análise numérica

	Argila arenosa	Areia argilosa	Concreto / Estacas
Peso específico natural ( $\gamma_{NAT}$ )	17 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>	25 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de átrio ( $\phi'$ )	17°	30°	60°
Coesão ( $c'$ )	30 kN/m <sup>2</sup>	10 kN/m <sup>2</sup>	300 kN/m <sup>2</sup>
Módulo de Young ( $E_s$ )	36.000 kPa	67.500 kPa	Conforme Tabela 19
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,2	0,3	0,2
Coefficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ )	0,71	0,5	0,13

Fonte: Autor (2021)

É importante mencionar que, para o concreto das estacas, o Módulo de Young deve respeitar a condição imposta pela Equação 31, ou seja, o espaçamento entre as estacas conforme a Tabela 19.

Tabela 19. Valores de Módulo de Young empregado em cada anel

Descrição	Espaçamento (m)	$E_p$ (kPa)	$E_{RS2}$ (MPa)
Estacas – Anel 01	2,4	25000000	10417
Estacas – Anel 02	2,6	25000000	9615
Estacas – Anel 03	3,5	25000000	7143
Estacas – Anel 04	2,4	25000000	10417
Estacas – Anel 05	3	25000000	8333
Estacas – Anel 06	3,5	25000000	7143

Fonte: Autor (2021)

### 5.1.9 Estágios de análise no software RS2

A tensão máxima de simulação foi definida em 162kN/m<sup>2</sup> para assemelhar-se com as cargas advindas do silo SL120. Para isso, considerou-se etapas de análise dos deslocamentos totais divididas em 14 estágios. O primeiro estágio representa 10% da carga aplicada (fator =0,1)

e os demais estágios foram realizados de 10 em 10 por cento da tensão máxima de ensaio (fator = 1,0). Além disso, realizou-se o descarregamento em mais 4 estágios, estágios 11 a 14, com respectivamente, 75%, 50%, 25% e 0% da tensão máxima de ensaio aplicada (fatores = 0,75; 0,50; 0,25; 0,0). A Tabela 20 representa a relação de fatores com a tensão aplicada em cada estágio.

Tabela 20 - Estágios de carregamento e tensões aplicadas

Estágio de carregamento	Fator de multiplicação	Tensão aplicada (kN/m <sup>2</sup> )
1	0,10	16,20
2	0,20	32,40
3	0,30	48,60
4	0,40	64,80
5	0,50	81,00
6	0,60	97,20
7	0,70	113,40
8	0,80	129,60
9	0,90	145,80
10	1,00	162,00
11	0,75	121,50
12	0,50	81,00
13	0,25	40,50
14	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021)

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para esse tópico serão demonstrados os resultados dos dimensionamentos dos casos mencionados no item 5, envolvendo fundações rasas, fundações profundas e fundações mistas.

### 6.1.1 Caso A – Fundação direta

A Tabela 21 a seguir apresenta os valores obtidos para a condição de trabalho da fundação rasa do tipo radier em aspecto circular com diâmetro de 36,38 metros e altura do bloco

com 1,35 metros, recebendo as cargas advindas do vento em sua lateral e da estrutura do silo modelo SL120 (peso da estrutura, produto armazenado e passarela).

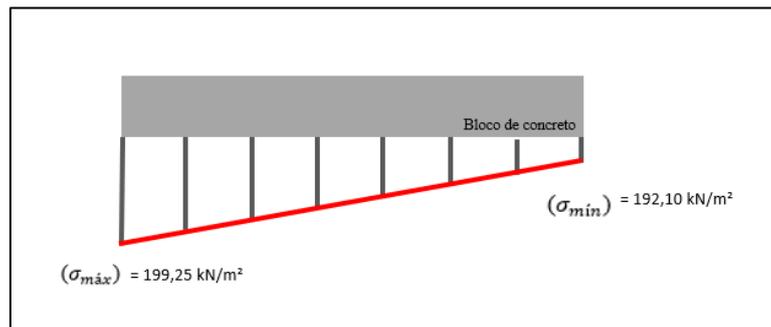
Além disso, a Figura 20 representa as condições das tensões aplicadas na estrutura, demonstrando as tensões máxima e mínima.

Tabela 21. Tensões aplicadas em fundação rasa do tipo radier

Carga total da estrutura ( $F_x$ )	168377 kN
Peso próprio do bloco da fundação rasa	38186,60 kN
Área de aplicação da carga vertical (A)	1134 m <sup>2</sup>
Momento (M)	16.972,23 kN × m
Momento de inércia ( $I_y = I_z$ )	85.984,60 m <sup>4</sup>
Tensão máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$	199,25 kN/m <sup>2</sup>
Tensão mínima $\sigma_{m\acute{i}n}$	192,10 kN/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor (2021)

Figura 20 - Tensão máxima e mínima



Fonte: Autor (2021)

Com a tensão máxima calculada, utilizou-se do método baseado no ensaio SPT de Teixeira (1996) para determinar a cota necessária de posicionamento do bloco visando a tensão admissível do solo ser superior a tensão aplicada pela estrutura. Para resumo das análises feitas, apresenta-se:

Tabela 22 - Comparativo tensão admissível e tensão máxima – Método de Teixeira

Análise	Cota de topo do bloco (CT)	$\bar{N}_{SPT}$	Tensão admissível ( $\sigma_{ADM}$ )	$\sigma_{ADM} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$
1º	-2 metros	2,14	Não aplicável	Não atende
2º	-8 metros	5,50	110	Não atende
3º	-10 metros	8,72	174	Não atende
4º	-12 metros	12,81	256	Atende

Fonte: Autor (2021)

Por fim, em uma análise simplista, verifica-se que, para atender a condição demonstrada na Tabela 22, é necessário executar uma escavação de 13,35 metros em uma área de 1134 m<sup>2</sup>, ou seja, um volume de escavação igual a 15140 m<sup>3</sup>, tornando tal solução inviável técnica e economicamente.

### 6.1.2 Caso B – Fundação estacada em grupo de estacas

Para o desenvolvimento dos cálculos da fundação estacada em grupo de estacas utilizou da planilha presente no Anexo B visando obter as capacidades de carga das estacas levando em consideração o ensaio SPT apresentado. Adotou-se estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 50 centímetros e profundidade de 32 metros aproximadamente. As metodologias utilizadas foram os métodos de Aoki Velloso (1975), Decourt Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

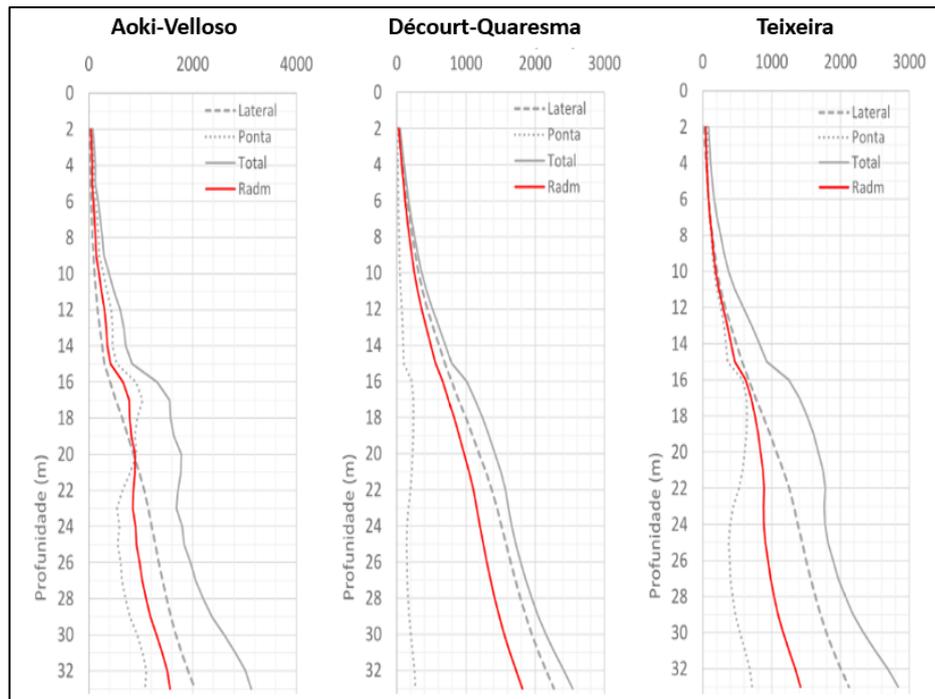
Tabela 23 - Capacidade de carga admissível para uma estaca isolada – CASO B

	<b>Aoki-Velloso</b>	<b>Décourt-Quaresma</b>	<b>Teixeira</b>	<b>MÉDIA</b>
Resistência de ponta ( $R_p$ )	1084 kN	269 kN	717 kN	690 kN
Resistência lateral ( $R_L$ )	2045 kN	2271 kN	2122 kN	2146 kN
Resistência total ( $R_T$ )	3129 kN	2540 kN	2840 kN	2836 kN
Resistência admissível ( $R_{ADM}$ )	1565 kN	1814 kN	1420 kN	<b>1600 kN</b>

Fonte: Autor (2021)

Além do mais, por meio da planilha presente no Anexo B, foi possível o alcance de gráficos da profundidade versus a Resistência lateral ( $R_L$ ), Resistência de ponta ( $R_p$ ), Resistência total ( $R_T$ ) e Resistência admissível ( $R_T$ ) para cada metodologia aplicada.

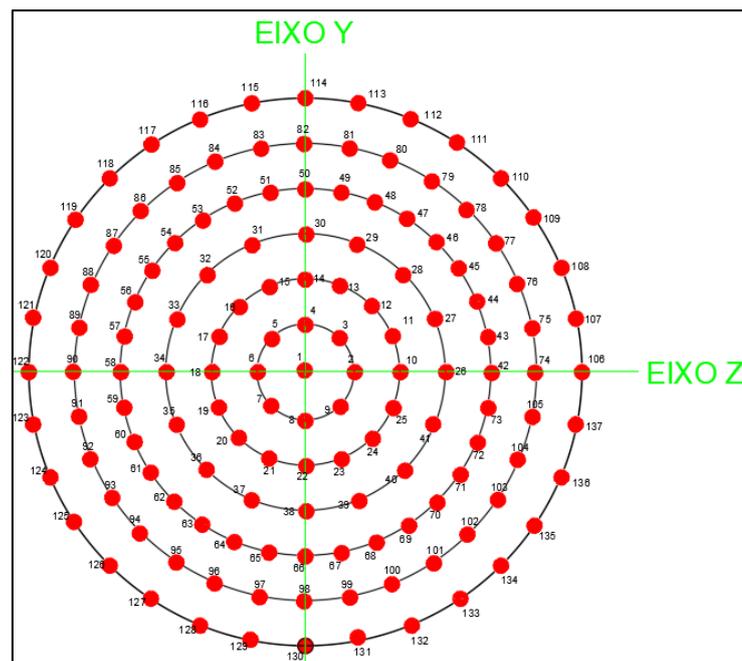
Figura 21 - Gráficos de capacidade de carga para uma estaca isolada



Fonte: Autor (2021)

Em sequência, numerou-se as estacas e realizou-se os cálculos para determinação das solicitações de carga de cada estaca, utilizando-se do método de estaqueamento com dupla simetria (Equação 30).

Figura 22 - Numeração das estacas



Fonte: Autor (2021)

Dessa forma, obteve-se que a estaca mais solicitada se submeteu a uma solicitação de 1521 kN e a estaca menos solicitada apresentou um valor de 1448 kN, conforme Apêndice B.

Tabela 24 - Maior e menor solicitação para grupo de estacas

Descrição	Solicitação
Estaca mais solicitada	1521 kN
Estaca menos solicitada	1448 kN

Fonte: Autor (2021)

Para as capacidades de carga calculadas, Teixeira (1996) apresentou um valor mais conservador de 1420 kN enquanto Décourt e Quaresma (1978) mostrou um valor mais vantajoso de 1814 kN e, diante da situação, adotou-se um valor médio entre os três métodos abordados, ou seja, 1600 kN. Por fim, o valor de 1600 kN adotado superou o valor da estaca mais solicitada de 1521 kN. Em uma análise comparativa de valores, é importante mencionar que, mesmo com a utilização de métodos semiempíricos consagrados, existe uma variação de resultados e, para amenizar a discrepância, o valor médio pode ser adotado.

Além disso, ressalta-se que a capacidade de carga de uma estaca isolada está com 95% do seu valor comprometido. Sendo assim, para seguir com essa solução tecnicamente e economicamente, é necessário garantir que a carga de aplicação no silo não ultrapasse o limite estabelecido. Para uma situação de possível expansão e crescimento agrícola, recomenda-se que seja estudado a possibilidade de aumento do diâmetro das estacas e profundidade, visando aumentar a capacidade de carga de uma estaca isolada e, dessa forma, permitir que se tenha um acréscimo de carga no futuro.

Por fim, os recalques para o grupo de estacas não foram trabalhados visto ser uma situação convencional, pois, alguns projetistas não levam em consideração o contato do bloco estaqueado com o solo.

### 6.1.3 Caso C – Fundação estaqueada com consideração do contato com o solo

Para o caso em análise, utilizou-se do método de Terzaghi e Peck (1948) para calcular a capacidade de carga para o grupo de estacas, em que ocorrem as considerações do conjunto solo-estacas e utilização da resistência ( $R_T$ ) média presente na Tabela 23. Dessa forma, os resultados encontrados seguem.

Tabela 25 - Capacidade de carga para grupo de estaca por Terzaghi e Peck (1948)

Situação	Estacas	Capacidade de carga final do bloco
Soma das capacidades últimas das estacas individuais do grupo		388.669 kN
Capacidade de carga última do grupo ( $P_u$ )	137	296.584 kN
Capacidade de carga última do bloco ( $P_B$ )		458.888 kN

Fonte: Autor (2021)

É importante mencionar a consideração de que a estimativa da capacidade de carga para Terzaghi e Peck (1948) é determinada pelo menor valor de duas situações. São elas:

1. Soma das capacidades últimas das estacas individuais do grupo;
2. Capacidade de carga última do bloco;

Em sequência, na aplicação da situação realista proposta por Whitaker (1957), utilizou-se da resistência última ou carga última ( $R_T$ ) média presente na Tabela 23 para realização dos cálculos determinados pelas Equações 19 e 20. Sendo assim, obteve-se a capacidade final do grupo e a eficiência do conjunto em análise.

Tabela 26 - Capacidade de carga para grupo de estaca por Whitaker (1957)

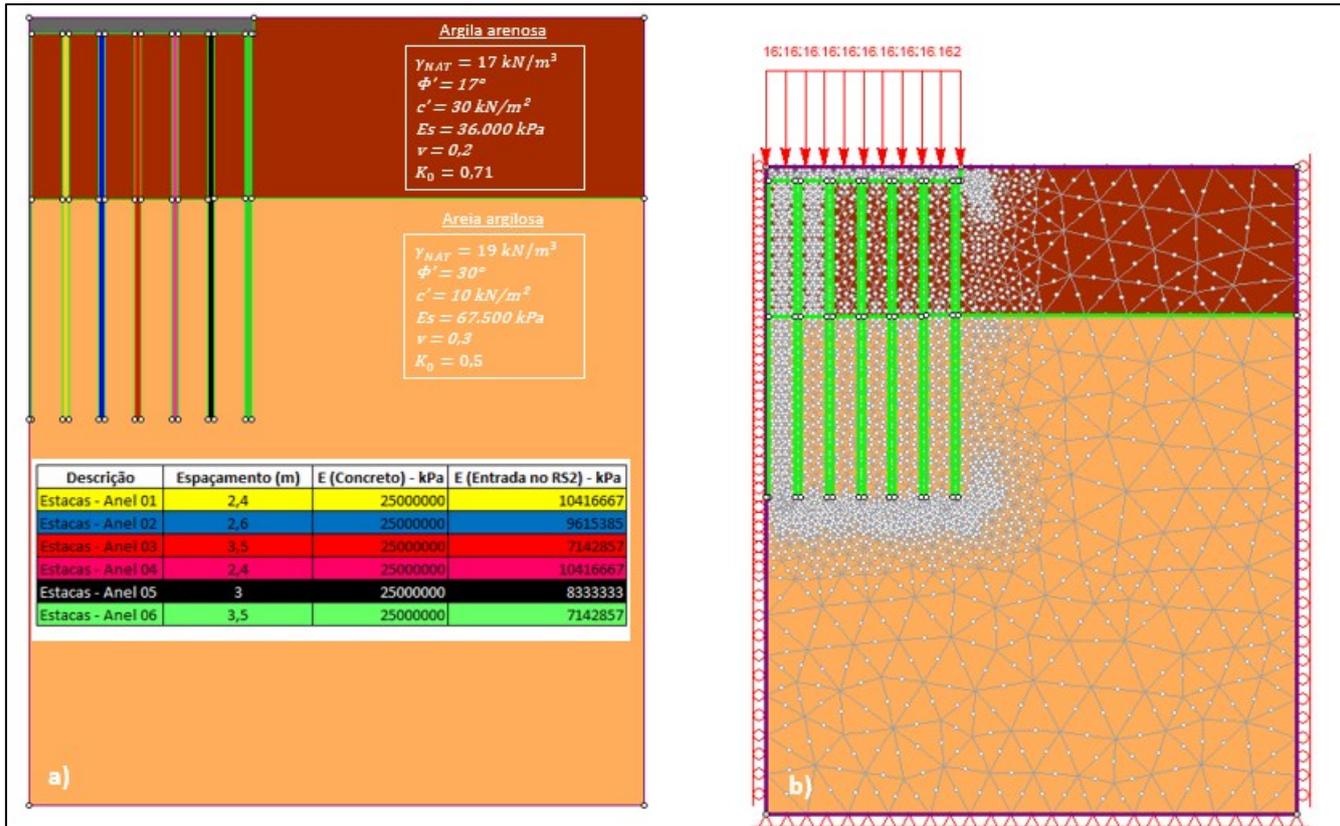
Número de estacas	Capacidade de carga final do grupo ( $P_u$ )	Eficiência do grupo
137	296.584 kN	76%

Fonte: Autor (2021)

Quando comparado o uso de fundação estaqueada em grupo de estaca, sem contato (Caso B) e com contato com o solo (Caso C), verificou-se que as capacidades de carga final do grupo é de 296.584 kN e 388.669 kN, respectivamente. Isto resulta em uma eficiência de 76% para o grupo de estacas devido a processo de interação entre elas. Esse valor de eficiência encontrado corroborados resultados encontrados por Poulos e Davis (1980), que mencionam que para grupo de estacas espaçadas de 2,5 a 4 vezes o diâmetro, o valor da eficiência varia entre 0,70 a 0,85.

Para a análise do deslocamento vertical da estrutura de fundação, considerou-se a modelagem feita no software RS2 e aplicou-se o conceito presente na Equação 31, em que o entendimento do software passa a ser de uma situação de bloco com estacas e não uma parede única, ou seja, o Módulo de Young foi dividido pelo espaçamento entre estacas e considerado na sistematização do problema. Além disso, determinou-se as regiões de contorno e as propriedades dos diferentes materiais para a situação de axissimetria modelada a seguir.

Figura 23 – a) Situação de modelagem; b) Discretização – Caso C



Fonte: Autor (2021)

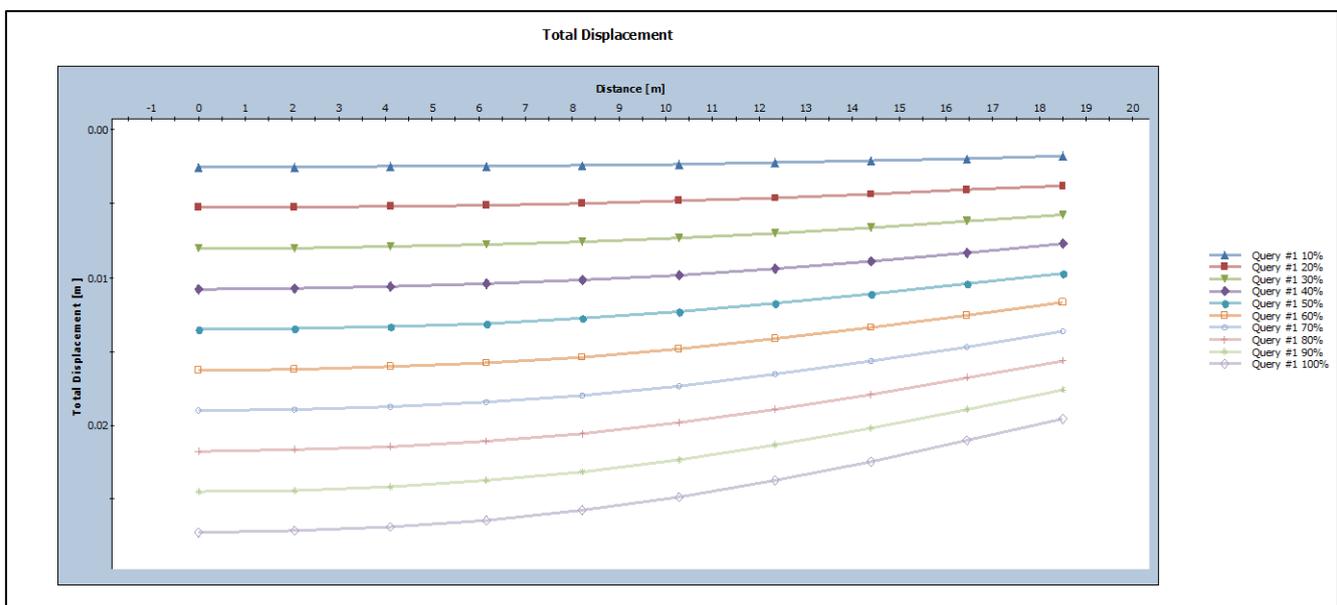
É importante mencionar algumas considerações importantes feitas durante a modelagem da situação problema. São elas:

- A situação problema foi convertida de tridimensional para bidimensional abordando o conceito da axissimetria;
- Os parâmetros do solo (coeficiente de atrito, peso específico, coesão e módulo de elasticidade) foram determinados de acordo com os resultados e caracterizações obtidas nos relatórios de sondagem, conforme Anexo F;
- Para as estruturas de concreto, adotou-se peso específico do concreto de 25 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito igual a 60°, coeficiente de Poisson de 0,2, Módulo de Young equivalente a 25 GPa, coesão de 300 kN/m<sup>2</sup>;
- O critério de falha selecionado foi o de Mohr-Columb;
- A malha de análise atribuída foi a triangular com a presença de 6 nós e foi intensificado a densidade da discretização e da quantidade de elementos;

- Para a parte superior do contorno, atribui-se um deslocamento livre, para as partes laterais indeslocável na direção X e, para a parte inferior um indeslocável em X e Y;

Dessa maneira, após o cálculo da situação problema demonstrada acima, foi possível a obtenção dos deslocamentos totais, mostrando as variações de acordo com o aumento ou diminuição da carga e a distância do centro do bloco até a borda.

Figura 24 – Deslocamento total em função do estágio de carga e da distância do centro do bloco até a borda

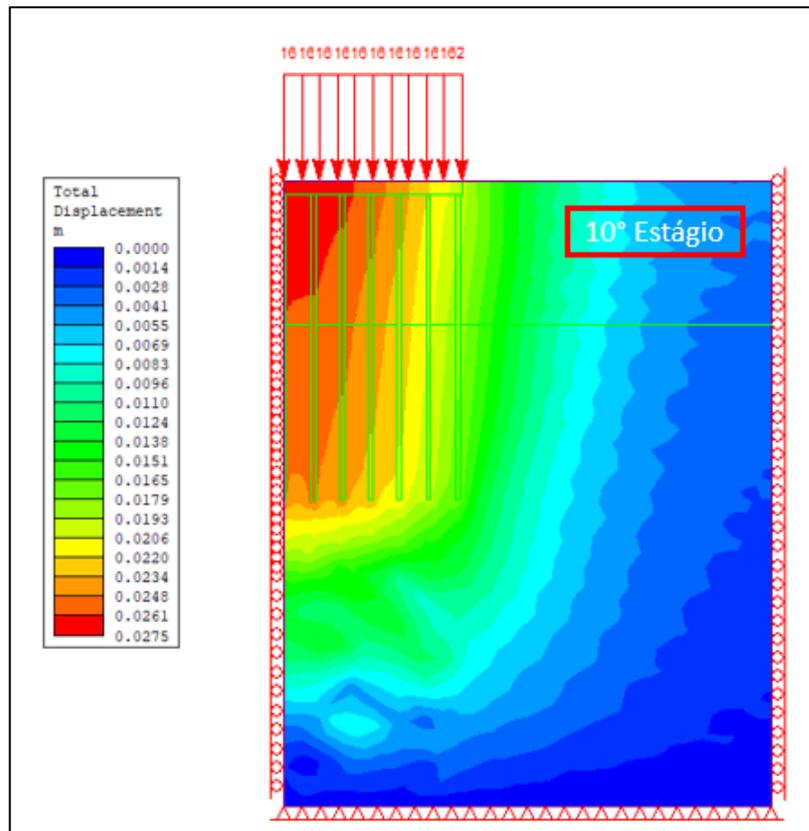


Fonte: Autor (2021)

Para melhor exemplificação do conteúdo obtido no software RS2 e apresentado na Figura 24, dispõe-se das imagens obtidas para três estágios, sendo um com carga inicial, carga intermediária e carga máxima.



Figura 27 - Deslocamentos totais no 10º estágio



Fonte: Autor (2021)

Em análise do recalque diferencial entre o centro do bloco e a sua extremidade, tem-se uma diferença de 10,40 milímetros de diferença, conforme Equação 33.

$$\delta_{DIF} = \delta_{CENTRO} - \delta_{BORDA} = 30 - 19,6 = 10,40 \text{ mm} \quad (33)$$

Verifica-se que o recalque diferencial entre o centro do bloco e a extremidade, para o Caso C, apresentou valor de 10,40mm e distorção na proporção de 1:1779 (Tabela 27). Valor este dentro dos limites estabelecidos nas diversas literaturas existente, em que não se observa danos à estrutura.

Tabela 27 - Distorção

Diferencial (mm)	Distância entre pontos	Distorção	Proporção
10,40	18500	10,40/10,40 ; 18500/10,40	1:1779

Fonte: Autor (2021)

#### 6.1.4 Caso D – Fundação real com laje e anel estaqueado

Para o seguimento dos cálculos da fundação estaqueada para o caso real em que se considera uma laje, viga de coroamento e estacas ao longo do perímetro do anel, utilizou da planilha presente no Anexo C visando obter as capacidades de carga das estacas. Abordou-se a consideração do ensaio SPT e adotou-se estacas do tipo hélice contínua com diâmetro de 60 centímetros e profundidade de 40 metros aproximadamente, aumentando-se as dimensões das estacas em relação ao Caso C em função da redução do número de estacas para esta configuração do Caso D. As metodologias utilizadas foram os métodos de Aoki Velloso (1975), Decourt Quaresma (1978) e Teixeira (1996). E, além disso, a consideração apresentada foi a média dos 3 métodos aplicados.

Importante mencionar que foi respeitado o espaçamento mínimo entre as estacas de  $3\phi$ , ou seja, 180 centímetros.

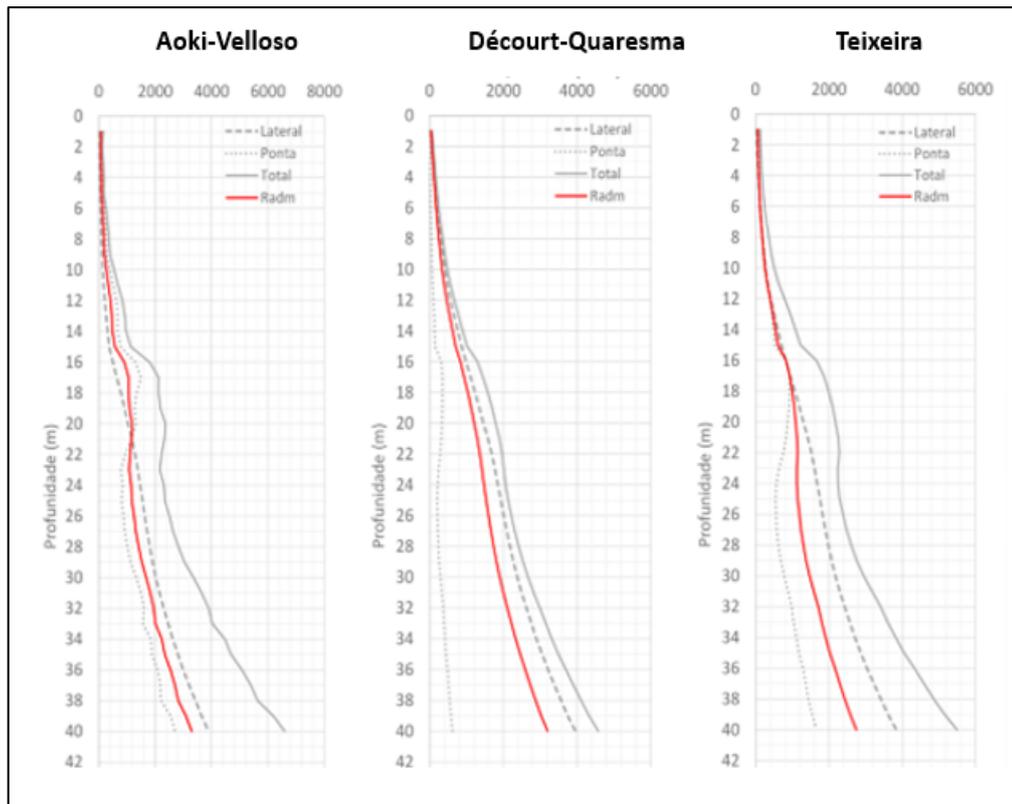
Tabela 28 - Capacidade de carga admissível para uma estaca isolada – CASO D

	<b>Aoki-Velloso</b>	<b>Décourt-Quaresma</b>	<b>Teixeira</b>	<b>MÉDIA</b>
Resistência de ponta ( $R_p$ )	2697 kN	621 kN	1655 kN	1658 kN
Resistência lateral ( $R_L$ )	3897 kN	3953 kN	3839 kN	3896 kN
Resistência total ( $R_T$ )	6594 kN	4574 kN	5494 kN	5554 kN
Resistência admissível ( $R_{ADM}$ )	3297 kN	3196 kN	2747 kN	<b>3080 kN</b>

Fonte: Autor (2021)

Além do mais, por meio da planilha presente no Anexo C, foi possível o alcance de gráficos da Profundidade versus a Resistência lateral ( $R_L$ ), Resistência de ponta ( $R_p$ ), Resistência total ( $R_T$ ) e Resistência admissível ( $R_T$ ) para cada metodologia aplicada.

Figura 28 - Gráficos de capacidade de carga para uma estaca isolada



Fonte: Autor (2021)

Em sequência, para o caso da fundação real com a presença de uma laje e uma viga de coroamento, determinou-se a carga total a ser aplicada na fundação como sendo a somatória das cargas da estrutura e material presente no silo, laje e viga/anel de coroamento. Assim, pode-se obter a carga total a ser suportada pela fundação.

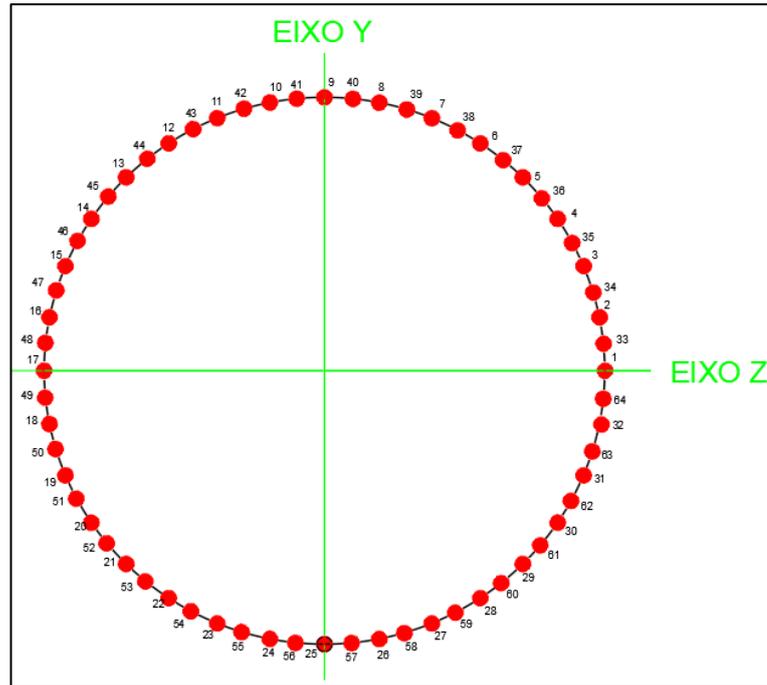
Tabela 29 - Cargas para fundação real

	<b>Carga</b>	<b>Representação</b>
Estrutura (equipamentos e materiais)	168378 kN	97,09 %
Laje	3898 kN	2,25 %
Viga de coroamento	1143kN	0,66 %
<b>TOTAL</b>	<b>173419 kN</b>	<b>100 %</b>

Fonte: Autor (2021)

Por fim, numerou-se as estacas presentes no entorno do perímetro do anel (64 estacas) e realizou-se os cálculos para determinação das solicitações de carga de cada estaca, utilizando-se do método de estaqueamento com dupla simetria (Equação 30).

Figura 29 - Numeração das estacas



Fonte: Autor (2021)

Dessa forma, obteve-se que a estaca mais solicitada apresentou um valor de 2751 kN e à estaca menos solicitada apresentou um valor de 2668 kN, conforme Apêndice C.

Tabela 30 - Maior e menor solicitação para grupo anelar de estacas

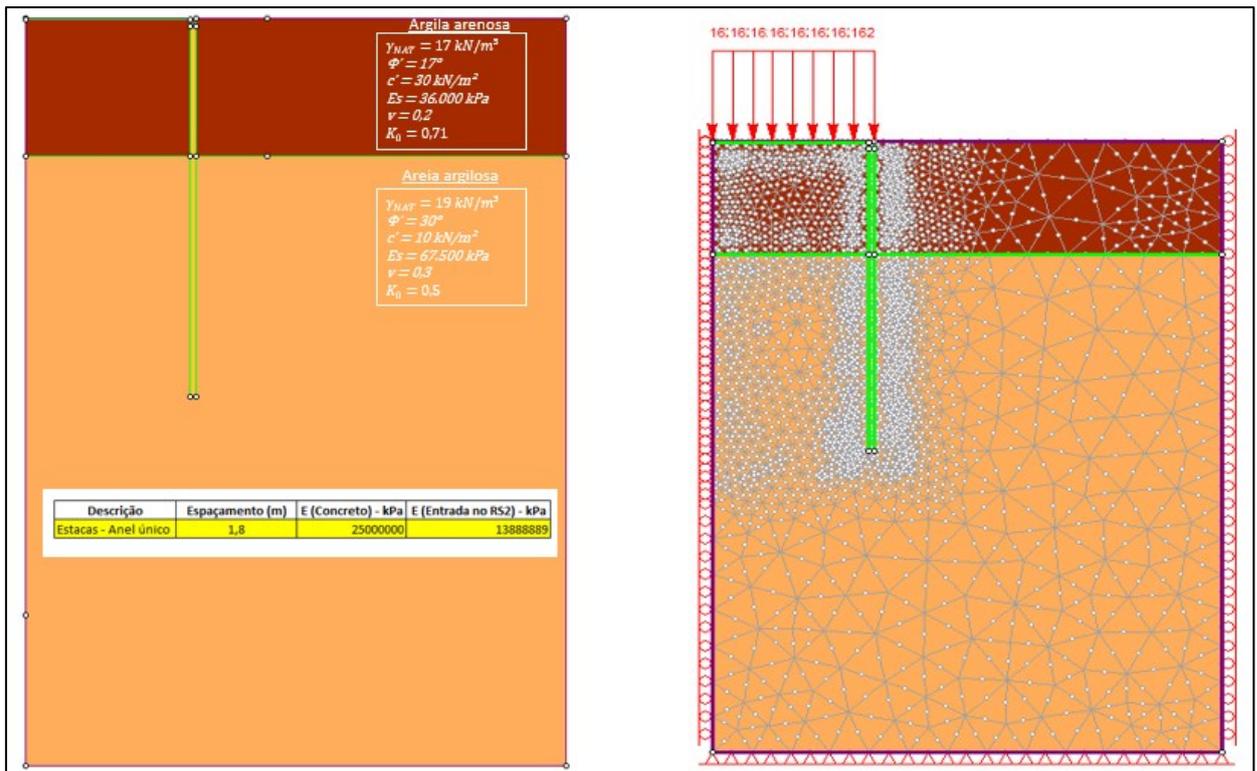
Descrição	Solicitação
Estaca mais solicitada	2751 kN
Estaca menos solicitada	2668 kN

Fonte: Autor (2021)

Sendo assim, para a situação de aplicação em campo, considerando estacas de 60 centímetros de diâmetro e profundidade de 40 metros e admitindo a capacidade de carga admissível para uma estaca isolada como a média dos métodos apresentados, temos um valor de capacidade equivalente a 3080 kN e uma solicitação máxima de 2751 kN, ou seja, 89% da estaca está sendo solicitada pela carga advinda da estrutura e material armazenado no silo.

Para a análise do deslocamento total da estrutura, considerou-se a modelagem feita no software RS2 com considerações das estruturas e dimensões de acordo com o catálogo do fornecedor Kepler Weber. As considerações mencionadas no item 6.1.3 também foram aplicados para esse caso.

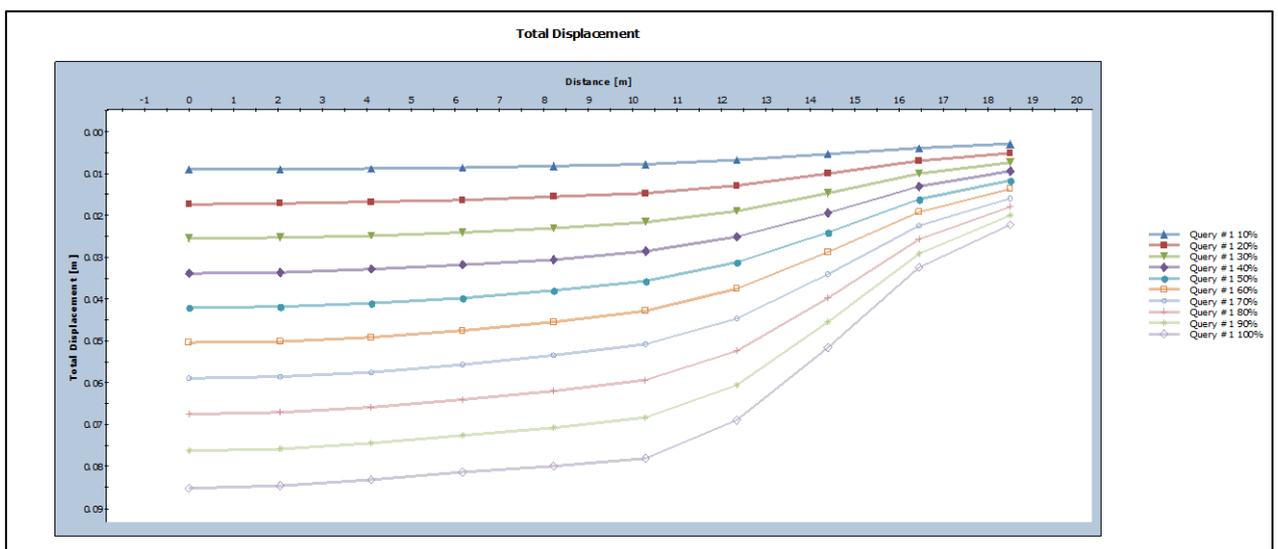
Figura 30 - Situação de modelagem; b) Discretização – Caso D



Fonte: Autor (2021)

Dessa maneira, após o cálculo da situação problema demonstrada acima, tornou-se possível a obtenção dos deslocamentos totais, mostrando as variações de acordo com o aumento ou diminuição da carga e a distância do centro do bloco até a borda.

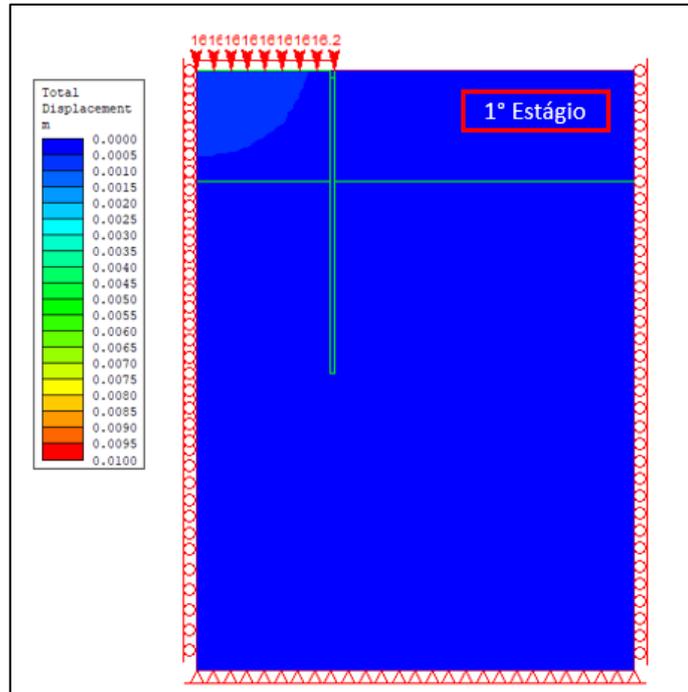
Figura 31 - Deslocamento total em função do estágio de carga e da distância do centro do bloco até a borda



Fonte: Autor (2021)

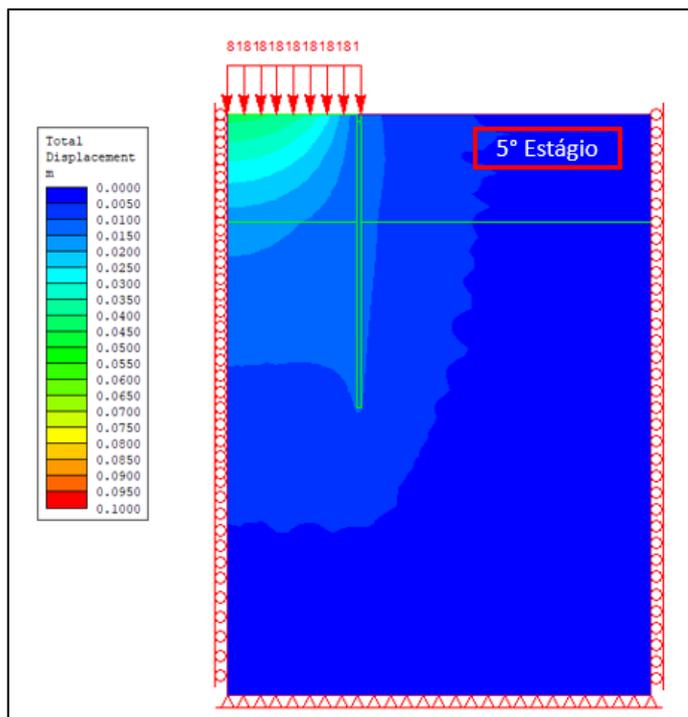
Para melhor exemplificação do conteúdo obtido no software RS2 e apresentado na Figura 32, dispõe-se das imagens obtidas para três estágios, sendo um com carga inicial, carga intermediária e carga máxima.

Figura 32 - Deslocamentos totais no 1º estágio



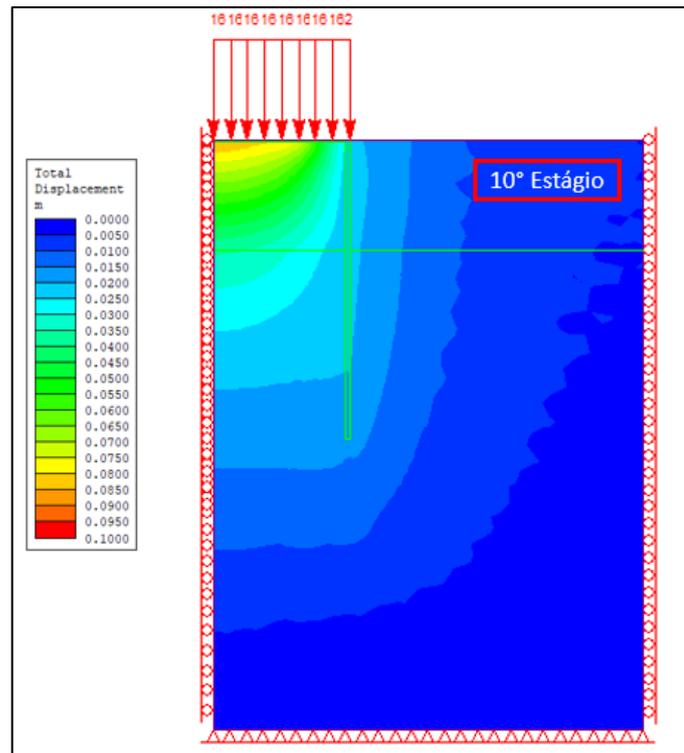
Fonte: Autor (2021)

Figura 33 - Deslocamentos totais no 5º estágio



Fonte: Autor (2021)

Figura 34 - Deslocamentos totais no 10º estágio



Fonte: Autor (2021)

Em análise do recalque diferencial entre o centro da laje e a extremidade do anel de coroamento, tem-se uma diferença de 67,80 milímetros de diferença, conforme Equação 34. Ainda além, em avaliação da distorção, temos a proporção de 1mm/0,27m.

$$\delta_{DIF} = \delta_{CENTRO} - \delta_{BORDA} = 90 - 22,2 = 67,80 \text{ mm} \quad (34)$$

Ainda além, em avaliação da distorção, temos:

Tabela 31 - Distorção

Diferencial (mm)	Distância entre pontos	Distorção	Proporção
67,80	18500	67,80/67,80 ; 18500/67,80	1:273

Fonte: Autor (2021)

Para o Caso D, o recalque diferencial entre o centro da laje e a extremidade do anel de coroamento teve valor de 67,80 milímetros e distorção proporcional de 1/273.

Sendo assim, os cálculos e representações gráficas para com os deslocamentos totais, mostraram que os deslocamentos da situação real, para os mesmos estágios de carga e mesmo

ponto, superam os deslocamentos de uma fundação em grupo de estacas com consideração do contato bloco-solo.

## 7 CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos nas análises, pode-se concluir que a fundação rasa, aplicada em solos pouco resistentes, é inviável tecnicamente e economicamente, uma vez que demanda escavação em grande volume até atingir uma camada de solo com resistência adequada ou adoção de tratamento do solo para que o mesmo adquira resistência e suporte a estrutura.

A metodologia empregada nas análises dos casos estudados, apresentou-se adequada para análise da capacidade de carga e eficiência de grupo de estacas, uma vez que se faça a correção do fator de capacidade de carga para solos intermediários.

A eficiência obtida para o caso do grupo de estacas considerando o solo subjacente com capacidade de suporte, foi de 76%, valor coerente com aqueles apresentados na literatura.

O perfil de deslocamento (recalque) vertical obtido para o grupo de estacas com contato bloco-solo (CASO C) tende a ser mais uniforme em relação a situação de bloco central sem estaca juntamente com bloco anelar estaqueado (CASO D).

O recalque total apresentou maior magnitude para o caso D quando comparado ao CASO C, entretanto, valor máximo ocorre no centro do bloco em ambos os casos.

O recalque distorcional é significativamente influenciado pelo recalque diferencial e distância entre centro e borda do bloco. Para o caso C e D, os valores obtidos foram de 1:273 e 1:1779, respectivamente. Nesse caso, a distorção para a situação bloco central sem estaca juntamente com bloco anelar estaqueado (CASO D) foi 550% superior ao grupo de estacas com contato bloco-solo (CASO C).

O bulbo de tensões gerado no CASO C tende a mobilizar o bloco, as estacas e o solo confinado entre estas, atingindo profundidades maiores. Já no caso D, o bulbo tende a permanecer em profundidades menores, aumentando sua propagação somente na região do bloco anelar estaqueado.

Por fim, conclui-se que, em aspecto técnico de aplicação, a melhor solução para trabalho e aplicação é a solução C, ou seja, fundação estaqueada com consideração do contato com o solo.

## 8 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Analisar qual a melhor solução, sob o aspecto de custo-benefício, entre um radier estaqueado comparado com uma laje e anel de coroamento estaqueado.

Realizar um trabalho abordando outros tipos de estacas, buscando as estacas mais aplicadas nacionalmente e internacionalmente.

Analisar o processo de otimização do CASO C, para comprimentos variados de estacas do centro para a borda.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R.– **Engenharia de fundações**. 1. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R.; NETO, O. F.; MELO, R. A. A.– Análise Numérica de Radier Estaqueado Composto por Estacas Parcialmente Embutidas em Rocha. **XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**<sup>1</sup>, Belo Horizonte: ABMS, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 8036**: Programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT. NBR 6123**: Força devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

BADIALE, R. C.; SÁLES, J. J. **Reservatórios metálicos elevados para aplicação na indústria sucro-alcooleira**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, n. 13, 1999. 30 p.

BRAZIL JOURNAL – **Na Kepler Weber, reinvenção ou venda**. Disponível em: <https://braziljournal.com/na-kepler-weber-reinvencao-ou-venda/>. Acesso em: 13 mar. 2021.

CALIL JR., C.; CHEUNG, A. B. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo**. São Carlos: EESC; USP, 2007.

CALAVERA, J. **Cálculo de estructuras de cimentacion**. Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones. 3a Edição. Madrid, Espanha, 1991.

CELIK, F. An Analytical Approach for Piled-Raft Foundation Design Based on Equivalent Pier and Raft Analyses by Using 2D Finite Element Method. **Saudi Society for Geosciences - Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Nigde Omer Halisdemir University**, Nigde, p. 2-4, abril/junho, 2019.

CINTRA, J. C. A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

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.

FARMNEWS. **Evolução da produtividade do milho no país nos últimos 40 anos**. Disponível em: <http://www.farmnews.com.br/mercado/produtividade-do-milho/>. Acesso em 15 mar. 2021.

GARCIA, J.R. **Projeto de Fundações Rasas**, 1-20 de 2015. Notas de Aula.

GARCIA, J. R. **Notas de Aula - Dimensionamento de fundações em estacas.pdf**. Universidade Federal de Uberlândia - UFU, Uberlândia, 2019.

GEOPROVA. **Relatório técnico: prova de carga estática**. EXE-15002-PCE-REL-001-R00. Campinas –SP. 2015. 63p.

IEA. **Pontos críticos da armazenagem de grãos no Brasil**. Disponível em: <http://www.iaea.gov.br/out/LerTexto.php?codTexto=12111>. Acesso em 15 mar. 2021.

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

JUNIOR, S. N; TSUNECHIRO, A. **Pontos críticos da armazenagem de grãos no Brasil**. Instituto de Economia Agrícola (IEA), São Paulo, p.1, 2011.

KEPLER WEBER. **Silos Planos**. Disponível em: <https://www.kepler.com.br/produtos/silos-1/silos-planos>. Acesso em 22 mar. 2021.

JAKY, J. **The coefficient of earth pressure at rest**. A.M. Fraser. London: University of London, 1957.

JÉFERSON BORN, Kepler Weber. **Base anel silo 120' – Padrão 2014**. Panambi, 2014.

MACHADO, L.B. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, 0., 2019, São Paulo. Feira da Indústria de Fundações e Geotecnia / Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2019, 10p.

MF RURAL. **Milho a granel**. Disponível em: <https://www.mfrural.com.br/detalhe/352768/milho-a-granel>. Acesso em: 10 abril 2021

MINISTÉRIO DA AGRICULTURA: **“Projeções do Agronegócio – 2017/18 a 2027/28”**. Disponível em: <https://www.sna.agr.br/arroz-e-feijao-perderao-espaco-no-campo-brasileiro-ate-2027-28/>. Acesso em: 01 mar. 2021.

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

PATRICK J. HANNIGAN, PE, FRANK RAUSCHE, PHD, PE, GARLAND E. LIKINS, PE, BRENT R. ROBINSON, PHD, PE, AND MATTHEW L. BECKER, EI. **Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume I**. Federal Highway Administration, 2016.

POULOS, H. G. **Piled Raft Foundations: Design and Applications**. Géotecjnique, 51, N° 2, p 95 – 113, 2001a.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. 1. ed, Sydney, T. William Lambe et. al, p. 1-397, 1980.

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts**. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 61-82, 1994.

RANDOLPH M. F; WROTH C.P. **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. J Geotech Eng Div ASCE 104(12):1465–1488.

REVISTA GLOBO RURAL.GLOBO.COM. Disponível em: <http://revistagloborural.globo.com/Revista/Common/0,,EMI338836-18078,00-GOVERNO+ANUNCIA+PACOTE+DE+R+BILHOES+PARA+CONSTRUIR+SILOS.html> Acesso em: mar, 2021

ROSCIENCE. **Capturas de tela do software**. Disponível em: <https://www.rocscience.com/software/rs2>. Acesso em: 29 mar. 2021.

SALES, M. M. **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. Tese de doutorado, Publicação GTD/002<sup>a</sup>. Universidade de Brasília – DF, p. 5, 2000.

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

SILVA, J.S. **Secagem e armazenagem de Produtos**. Viçosa: Editora Aprenda Fácil, 2000. CD-ROM.

SONDAGEM SPT – **Tipos de sondagem: a importância da investigação do solo**. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/tipos-de-sondagem-do-solo/>. Acesso em: 16 mar. 2021.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v. 1, p. 33-50, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley and Sons, New York, 1948.

VÁSQUES, J. Silo de concreto armado para armazenamento de cereales en transcona, Canadá. **Escuela Politécnica Nacional**, Quito, p.1-6, 2014.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações**. 3 ed. São Paulo (SP): Oficina de Textos, 2016.

VÉSIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. Soil Mechanics Series, n. 38, School of Engineering, Duke University, 1975.

US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Design and Construction of Driven pile Foundations – Volume I**. National Highway Institute, julho,2016. 479 p.

WHITAKER, T. **Experiments with Model Piles in Groups**. Geot, v. 7, p. 147-167, 1957.

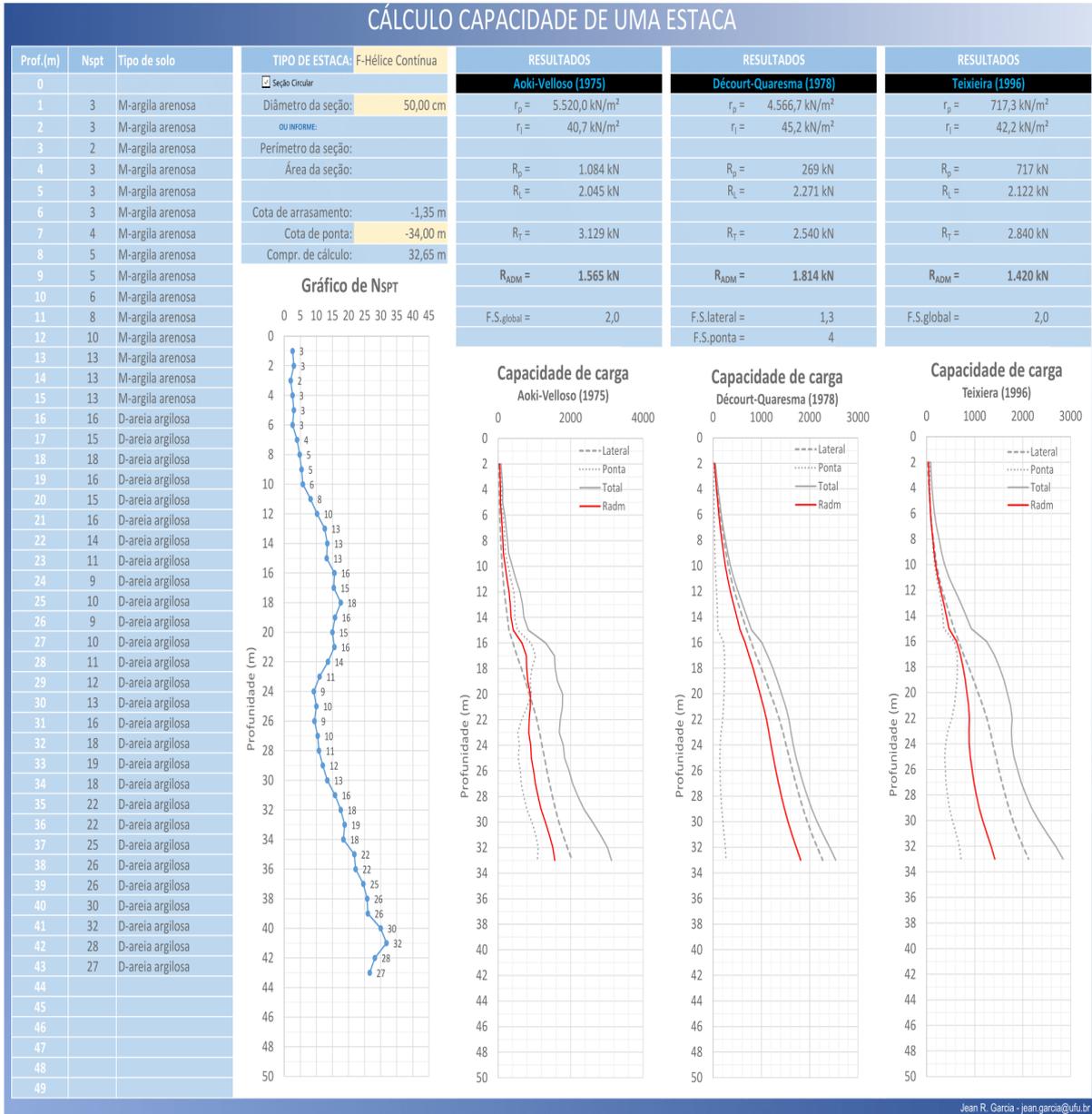


## ANEXO A – TABELA DE JOPPERT JÚNIOR (2007)

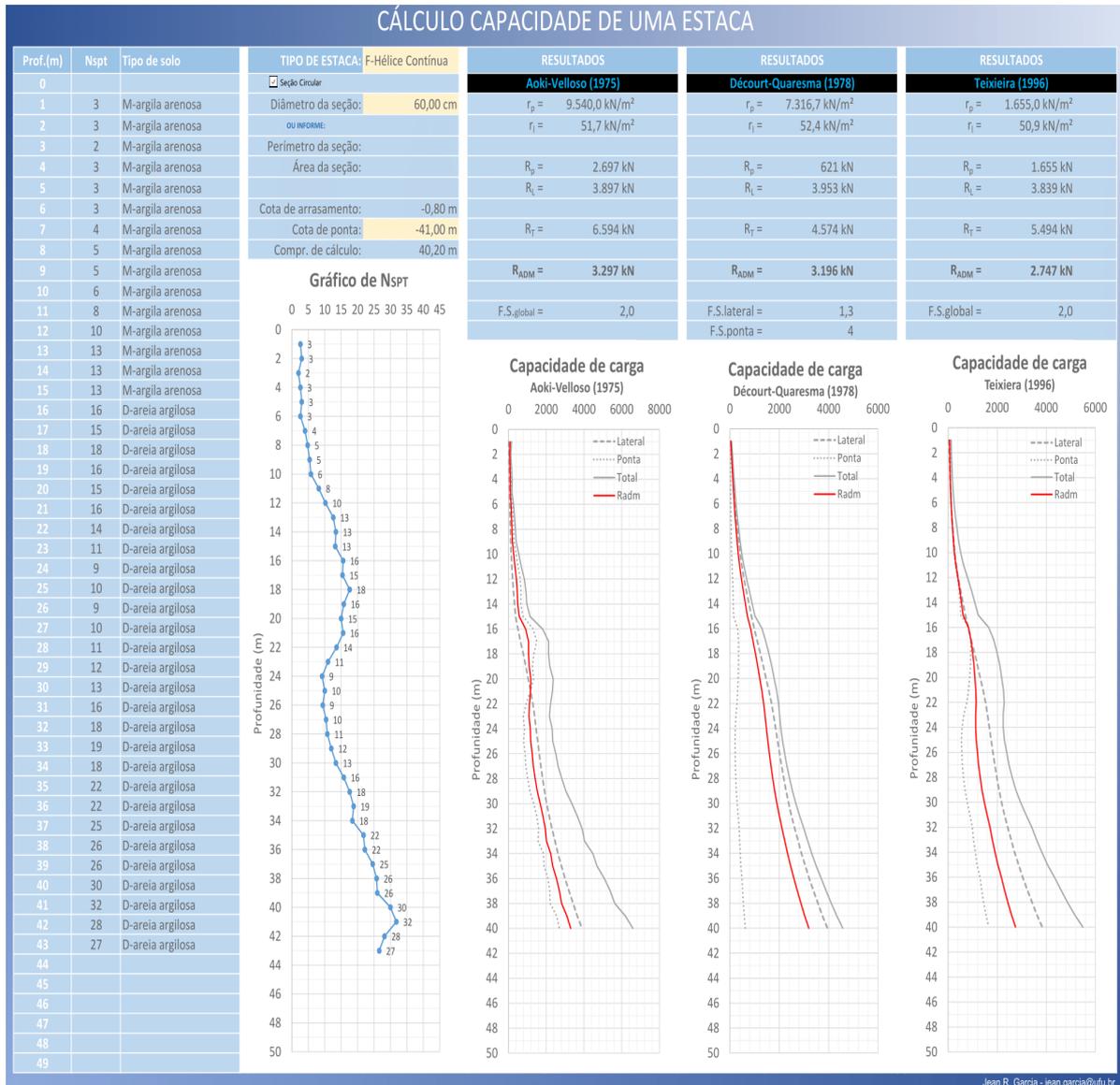
<b>Tabela nº 13 - Parâmetros médios do solo</b>						
Tipo de solo	Faixa de STP	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

• fundações e contenções de edifícios • ivan joppert jr. • 99

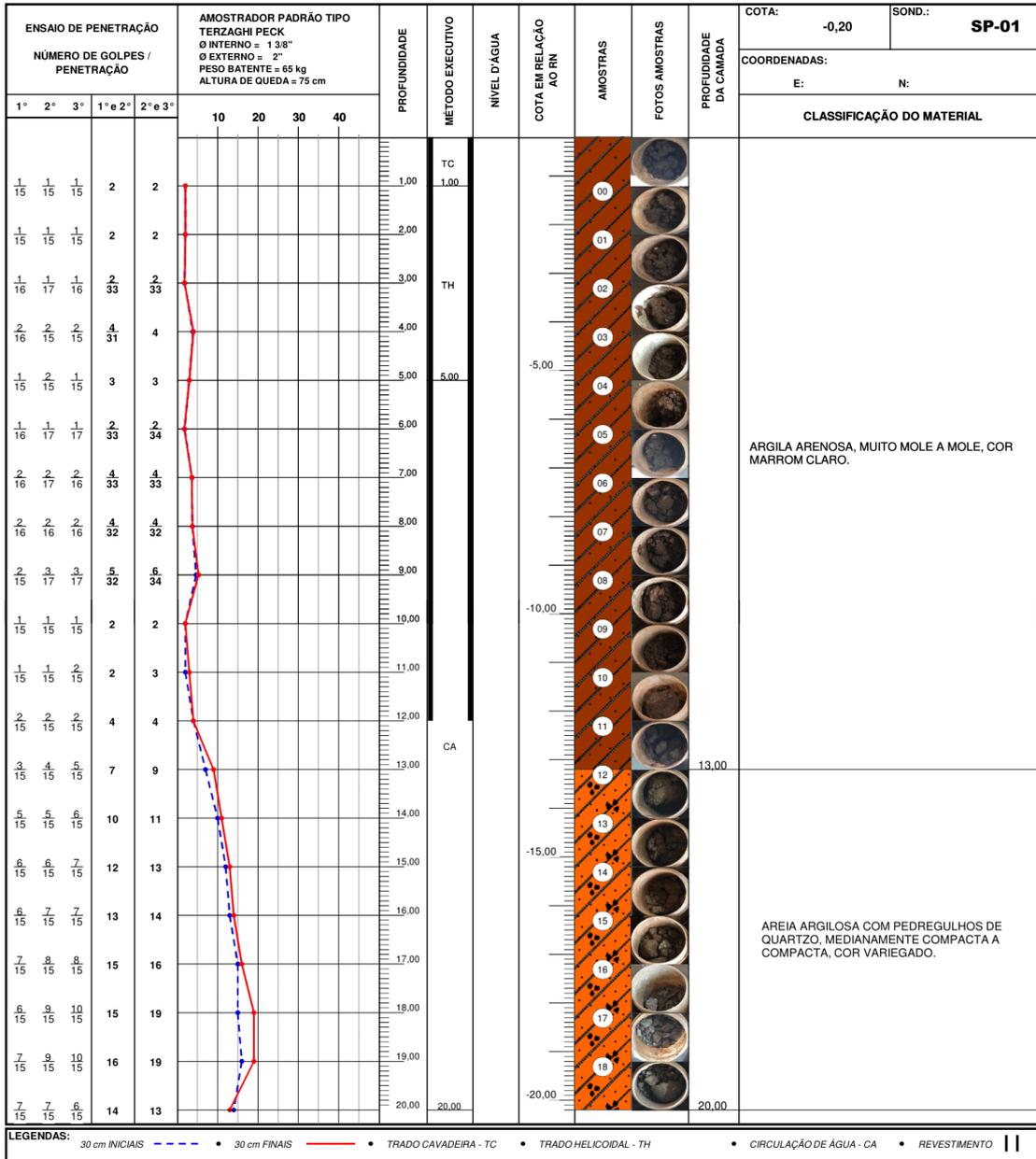
## ANEXO B – Ferramenta Excel de Garcia (2019) – CASO B



# ANEXO C – Ferramenta Excel de Garcia (2019) – CASO D

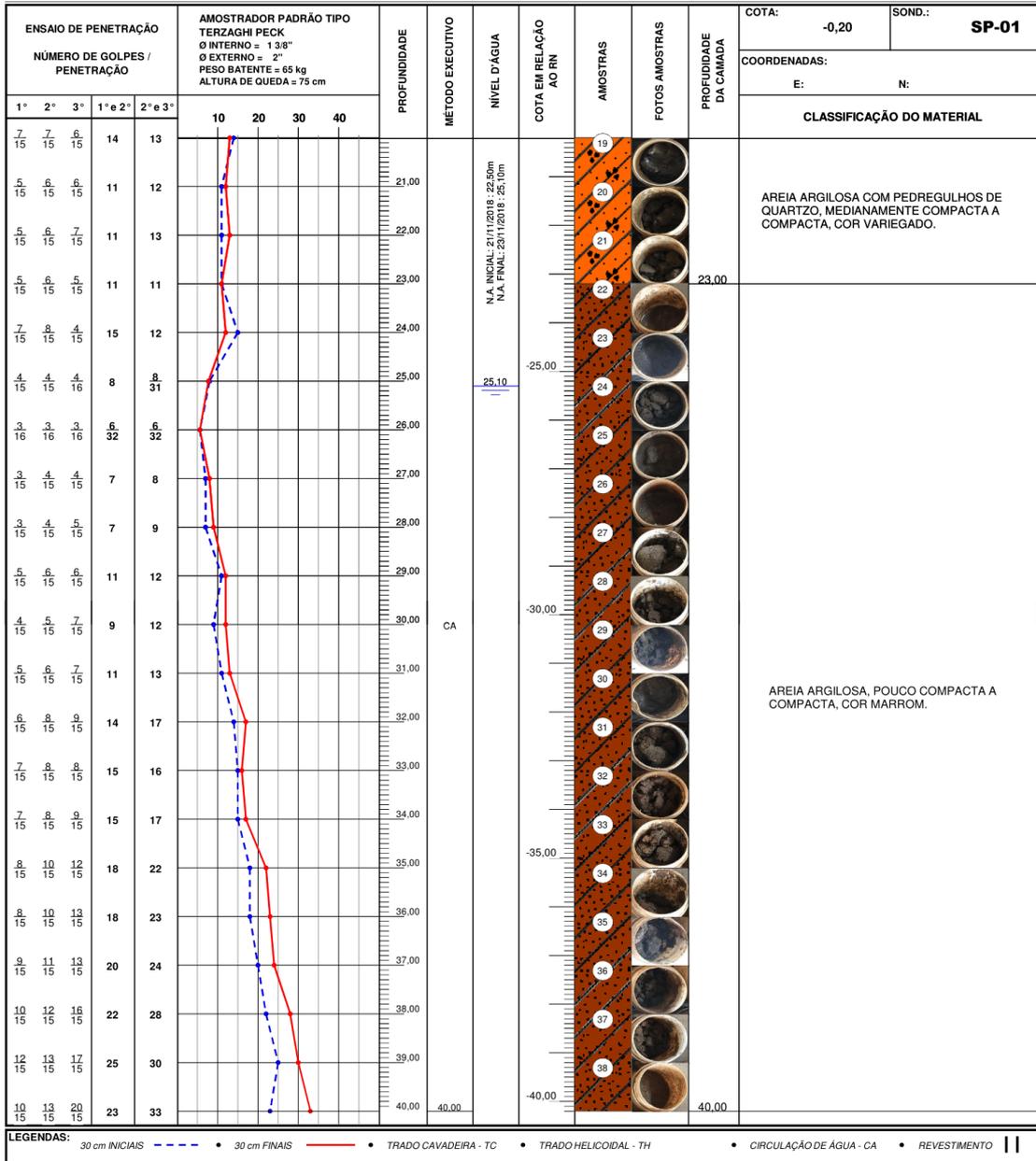


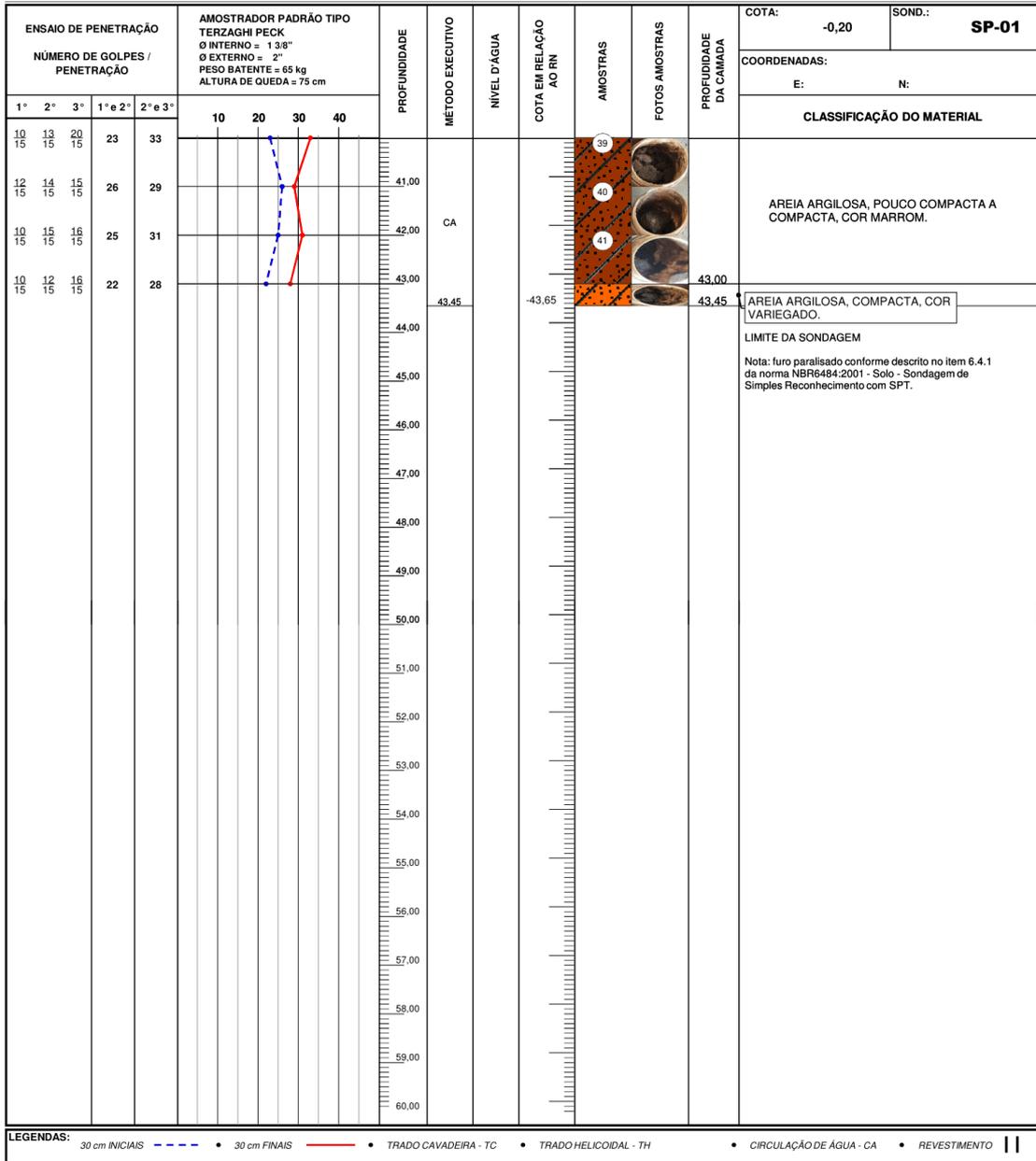
# ANEXO D – RELATÓRIOS DE SONDAGEM SPT



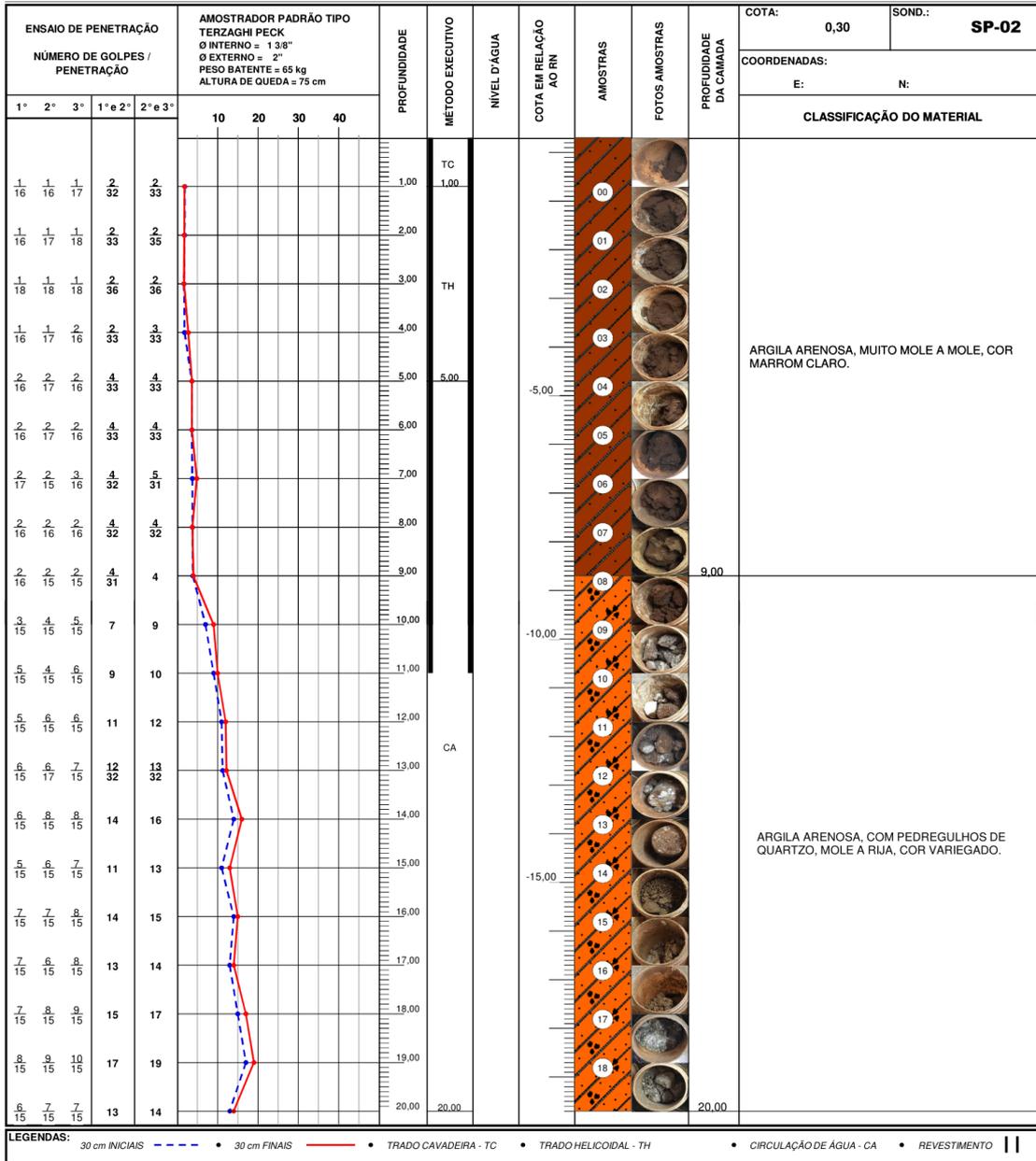
ARGILA ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, COR MARRON CLARO.

AREIA ARGILOSA COM PEDREGULHOS DE QUARTZO, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA, COR VARIEGADO.



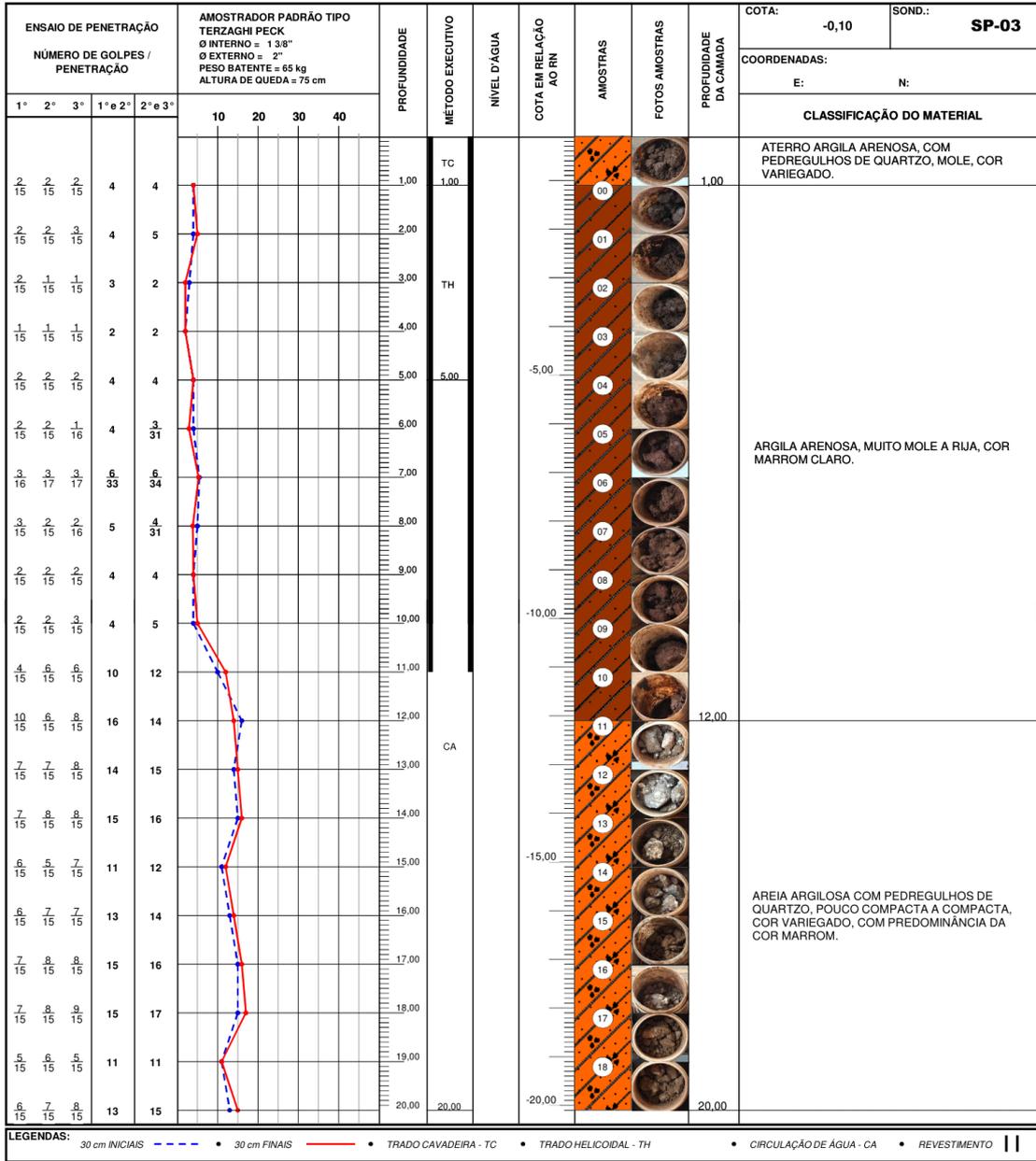


LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - 30 cm FINAIS - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ||

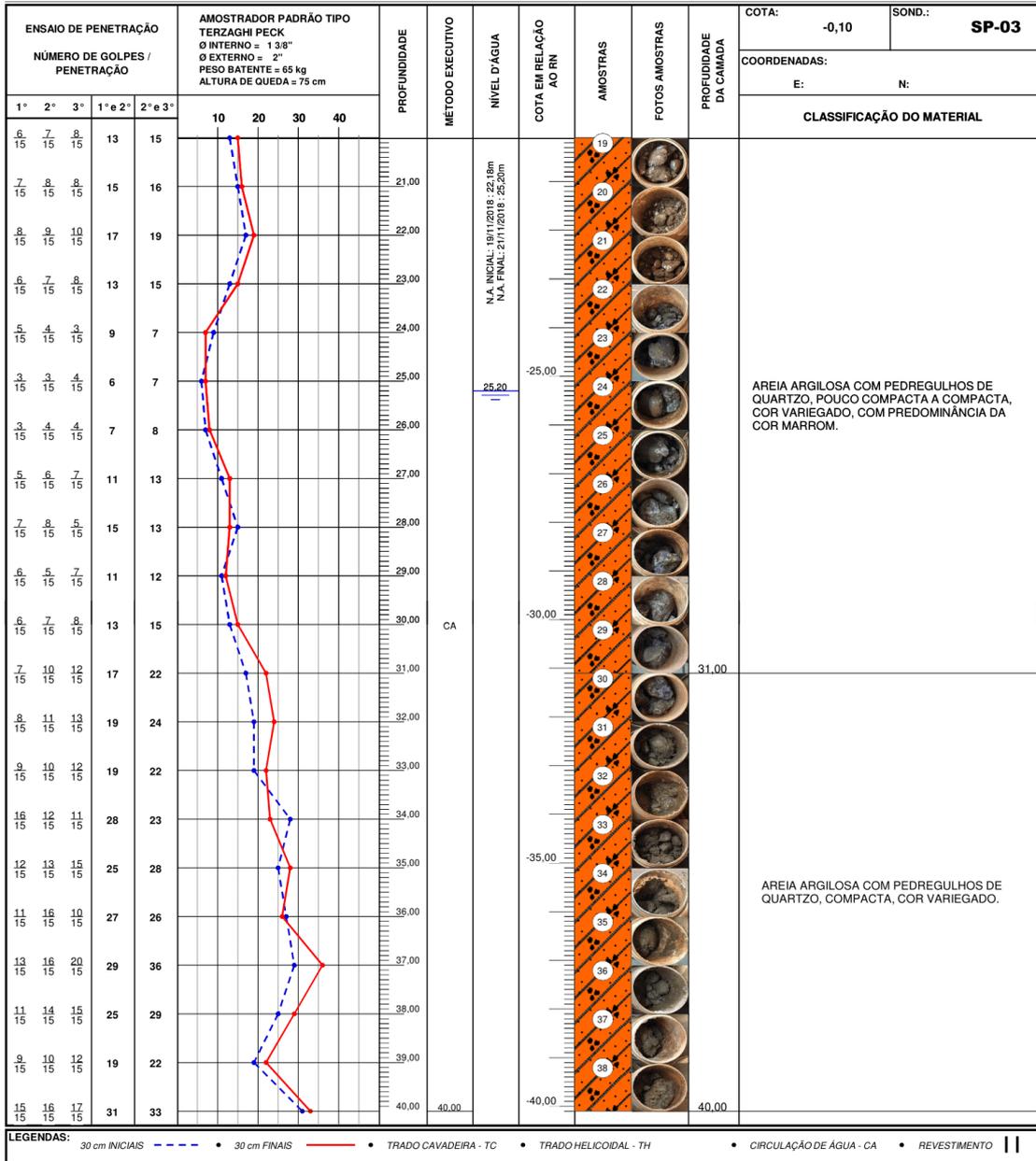






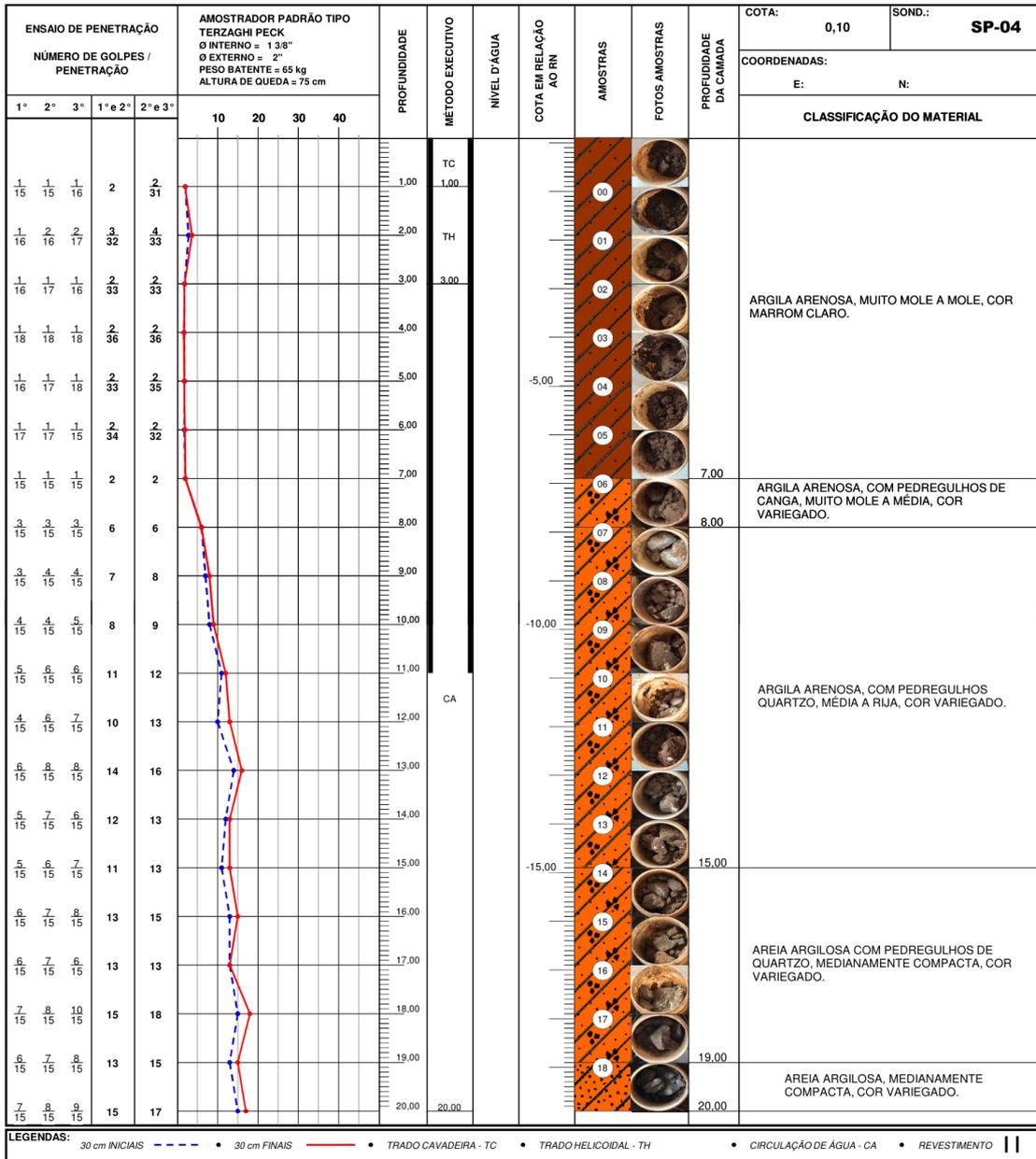


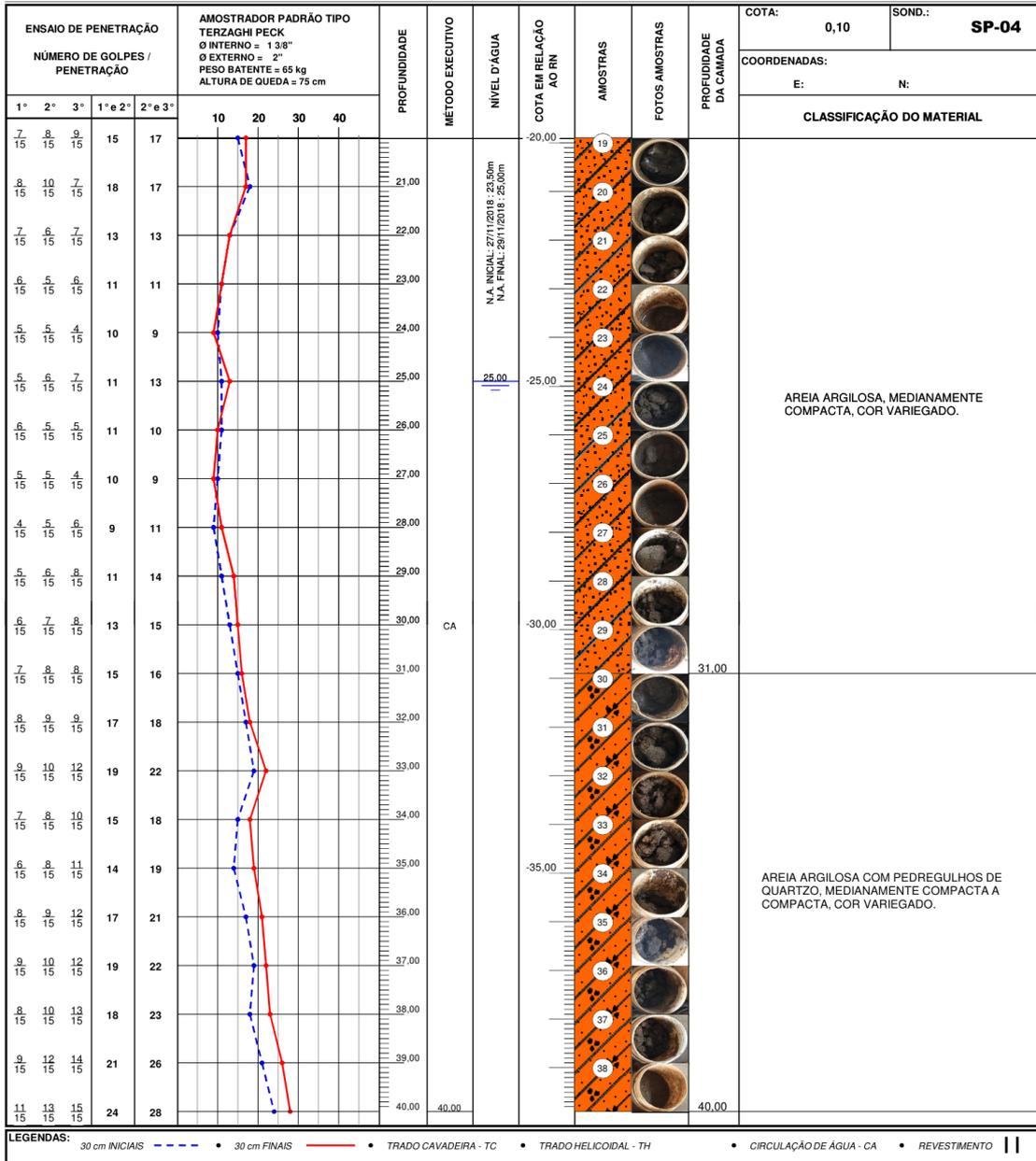
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - 30 cm FINAIS - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ||



ENSAIO DE PENETRAÇÃO					AMOSTRADOR PADRÃO TIPO TERZAGHI PECK Ø INTERNO = 13,3" Ø EXTERNO = 2" PESO BATENTE = 65 kg ALTURA DE QUEDA = 75 cm				PROFUNDIDADE	MÉTODO EXECUTIVO	NÍVEL D'ÁGUA	COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRAS	FOTOS AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	COTA: -0,10	SOND.: SP-03
NÚMERO DE GOLPES / PENETRAÇÃO															COORDENADAS:		
1°	2°	3°	1° e 2°	2° e 3°	10	20	30	40							E:	N:	
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL																	
15 15	16 15	17 15	31	33													
14 15	16 15	20 15	30	36					41,00								
16 15	17 15	18 15	33	35					42,00	CA							
16 15	17 15	20 15	33	37					43,00								
										43,45	-43,55			43,45			
AREIA ARGILOSA COM PEDREGULHOS DE QUARTZO, COMPACTA, COR VARIEGADO.																	
LIMITE DA SONDAAGEM																	
Nota: furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.																	

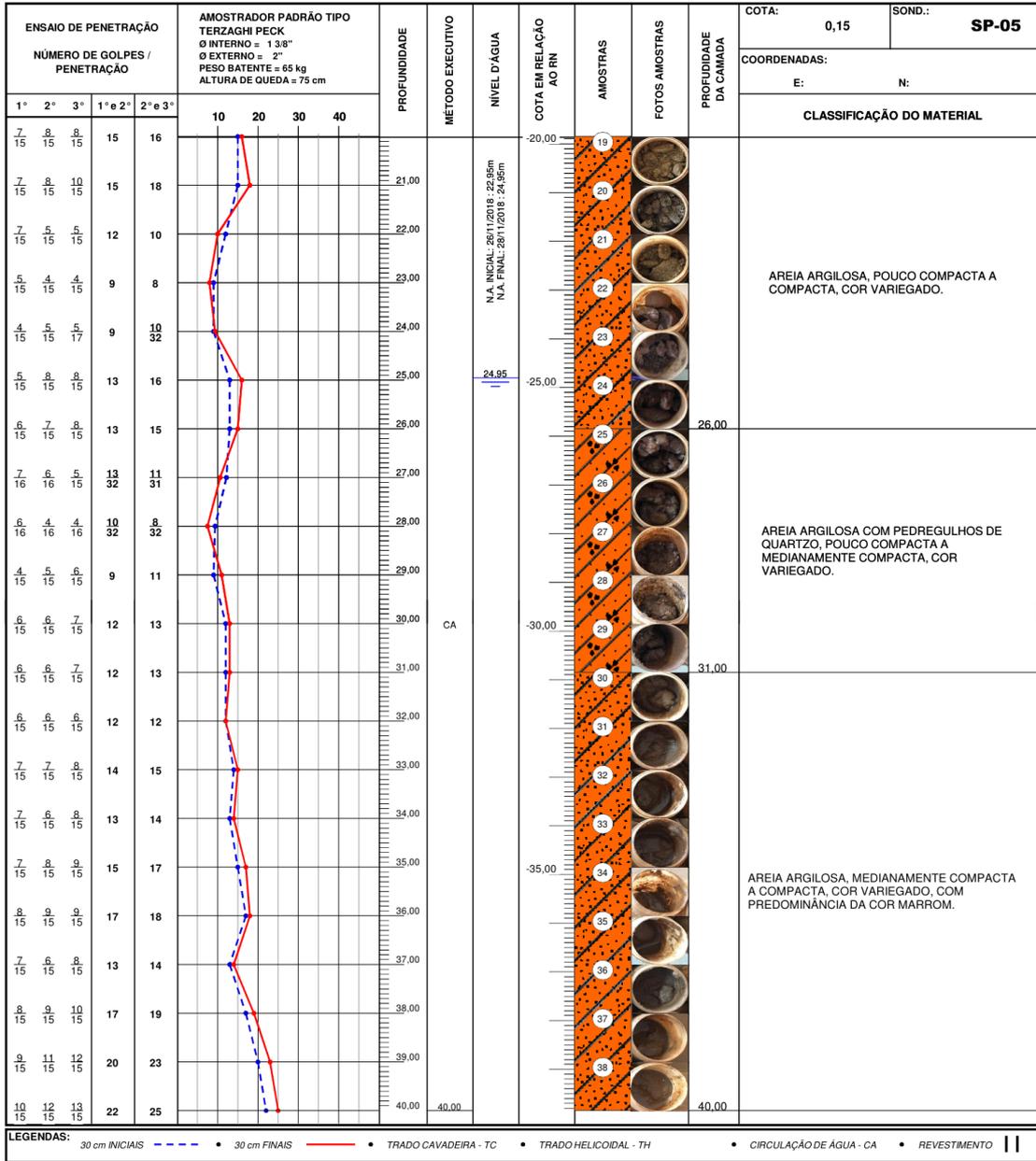
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - - - - - TRADO HELICOIDAL - TH - - - - - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - - - - - REVESTIMENTO ||













## APÊNDICE A – ANÁLISE DE FUNDAÇÃO RASA – CASO A

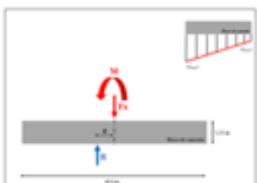
**1**

SILO SL 120	
<b>Carga advinda do peso da estrutura</b>	
Fv - Carga total no anel (kN)	26443
<b>Carga advinda do peso do produto armazenado</b>	
Pv - Pressão no fundo (kN/m <sup>2</sup> )	125
Área (m <sup>2</sup> )	1039,5
Força total (kN)	129934,74
<b>Carga advinda da passarela</b>	
Php - Carga concentrada da passarela por ponto de apoio (kN)	100
Número de montantes	120
Força total (kN)	12000
<b>Força total concentrada (kN)</b>	
Força total concentrada (kN)	168377,74
Adoção de base circular -> Área (m <sup>2</sup> )	1039,48
Peso próprio da fundação rasa (kN)	35000,09
Peso específico do concreto armado (kN/m <sup>3</sup> )	25
Diâmetro (m)	36,38
Tensão aplicada (kN/m <sup>2</sup> )	195,6538

Tensão máxima (kN/m <sup>2</sup> )	199,244
Tensão mínima (kN/m <sup>2</sup> )	192,063



$$\sigma = \frac{F_z}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} \times z \pm \frac{M_z}{I_z} \times y$$

**2**

Fz (kN) / por unidade de área	0,33
Altura do silo - <b>Condição mais crítica</b> - (m)	30
Momento (kN' m)	16972,23
Iy/Iz (m <sup>4</sup> )	85984,60

Incidência do vento na lateral do silo (divisão em 2 lados semelhantes)

**Área lateral (m<sup>2</sup>)**

3428,73

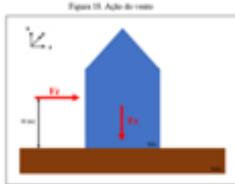


Figura 10 Ação do vento

**Seção Circular**

$$I_y = I_z = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$$

$$W_y = W_z = \frac{\pi \cdot D^3}{32}$$

**Área para 1 lateral (m<sup>2</sup>)**

1714,37

**4**

-Métodos baseados no ensaio SPT:

Teixeira (1996a)

$$\sigma_{adm} = 20 \bar{N}_{SPT} \text{ [kPa]}$$

$$5 \leq \bar{N}_{SPT} \leq 20$$

Tensão admissível para o solo "suportar" o carregamento (kN/m <sup>2</sup> )		199,2443	
<b>1ª Tentativa</b>	Cota de início para o bloco (m) - <b>NÃO ATENDE AO MÉTODO DE TEIXEIRA</b>	-2	Nstp médio <span style="float: right;">2,14</span>
	Altura do bloco (m)	1,35	
<b>2ª Tentativa</b>	Cota de início para o bloco (m) - <b>ATENDE AO MÉTODO DE TEIXEIRA</b>	-8	Nstp médio <span style="float: right;">5,50</span> <b>NÃO OK</b>
	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> ) - Método de Teixeira	110,07	
<b>3ª Tentativa</b>	Cota de início para construção do bloco (m) - <b>ATENDE AO MÉTODO DE TEIXEIRA</b>	-10	Nstp médio <span style="float: right;">8,72</span> <b>NÃO OK</b>
	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> ) - Método de Teixeira	174,37	
<b>4ª Tentativa</b>	Cota de início para construção do bloco (m) - <b>ATENDE AO MÉTODO DE TEIXEIRA</b>	-12	Nstp médio <span style="float: right;">12,81</span> <b>OK</b>
	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> ) - Método de Teixeira	256,15	

**APÊNDICE B – SOLICITAÇÕES DE CARGA DE UMA ESTACA  
ISOLADA (ESTAQUEAMENTO COM DUPLA SIMETRIA) – CASO B**

Estaca	Y (m)	Y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Z (m)	Z <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Ni (kN)
1	0	0,0	0	0,0	1484,51
2	0	0,0	3	9,0	1488,81
3	2,2	4,8	2,2	4,8	1490,60
4	3	9,0	0	0,0	1488,52
5	2,2	4,8	-2,2	4,8	1484,29
6	0	0,0	-3	9,0	1480,21
7	-2,2	4,8	-2,2	4,8	1478,42
8	-3	9,0	0	0,0	1480,50
9	-2,2	4,8	2,2	4,8	1484,73
10	0	0,0	6	36,0	1493,12
11	2,4	5,8	5,8	33,6	1496,04
12	4,4	19,4	4,4	19,4	1496,70
13	5,7	32,5	2,3	5,3	1495,42
14	6	36,0	0	0,0	1492,52
15	5,6	31,4	-2,2	4,8	1488,83
16	4,4	19,4	-4,4	19,4	1484,07
17	2,3	5,3	-5,7	32,5	1479,40
18	0	0,0	-6	36,0	1475,90
19	-2,4	5,8	-5,8	33,6	1472,98
20	-4,4	19,4	-4,4	19,4	1472,32
21	-5,7	32,5	-2,3	5,3	1473,60
22	-6	36,0	0	0,0	1476,50
23	-5,6	31,4	2,2	4,8	1480,19
24	-4,4	19,4	4,4	19,4	1484,95
25	-2,3	5,3	5,7	32,5	1489,62
26	0	0,0	9	81,0	1497,42
27	3,5	12,3	8,5	72,3	1501,38
28	6,6	43,6	6,6	43,6	1502,79
29	8,4	70,6	3,4	11,6	1500,61
30	9	81,0	0	0,0	1496,53
31	8,4	70,6	-3,4	11,6	1490,85
32	6,6	43,6	-6,6	43,6	1483,86
33	3,4	11,6	-8,4	70,6	1477,00
34	0	0,0	-9	81,0	1471,60
35	-3,5	12,3	-8,5	72,3	1467,64
36	-6,6	43,6	-6,6	43,6	1466,23
37	-8,4	70,6	-3,4	11,6	1468,41
38	-9	81,0	0	0,0	1472,49
39	-8,4	70,6	3,4	11,6	1478,17
40	-6,6	43,6	6,6	43,6	1485,16
41	-3,4	11,6	8,4	70,6	1492,02
42	0	0,0	12	144,0	1501,72
43	2,3	5,3	12	144,0	1504,80
44	4,6	21,2	11,2	125,4	1506,72
45	6,8	46,2	10	100,0	1507,94
46	8,8	77,4	8,8	77,4	1508,89
47	10,2	104,0	6,7	44,9	1507,74

48	11,1	123,2	4,5	20,3	1505,79
49	11,8	139,2	2,4	5,8	1503,71
50	12	144,0	0	0,0	1500,54
51	11,8	139,2	2,2	4,8	1503,43
52	11,2	125,4	-4,6	21,2	1492,87
53	10	100,0	-6,7	44,9	1488,25
54	8,8	77,4	-8,8	77,4	1483,64
55	6,7	44,9	-10	100,0	1479,11
56	4,5	20,3	-11,1	123,2	1474,60
57	2,3	5,3	-11,8	139,2	1470,65
58	0	0,0	-12	144,0	1467,29
59	-2,3	5,3	-12	144,0	1464,22
60	-4,6	21,2	-11,2	125,4	1462,30
61	-6,8	46,2	-10	100,0	1461,08
62	-8,8	77,4	-8,8	77,4	1460,13
63	-10,2	104,0	-6,7	44,9	1461,28
64	-11,1	123,2	-4,5	20,3	1463,23
65	-11,8	139,2	-2,4	5,8	1465,31
66	-12	144,0	0	0,0	1468,48
67	-11,8	139,2	-2,2	4,8	1465,59
68	-11,2	125,4	4,6	21,2	1476,15
69	-10	100,0	6,7	44,9	1480,77
70	-8,8	77,4	8,8	77,4	1485,38
71	-6,7	44,9	10	100,0	1489,91
72	-4,5	20,3	11,1	123,2	1494,42
73	-2,3	5,3	11,8	139,2	1498,37
74	0	0,0	15	225,0	1506,03
75	2,9	8,4	14,9	222,0	1509,76
76	5,7	32,5	13,9	193,2	1512,06
77	8,5	72,3	12,5	156,3	1513,79
78	11	121,0	11	121,0	1514,98
79	12,7	161,3	8,3	68,9	1513,38
80	13,8	190,4	5,6	31,4	1510,97
81	14,8	219,0	2,9	8,4	1508,44
82	15	225,0	0	0,0	1504,54
83	14,8	219,0	2,9	8,4	1508,44
84	14	196,0	-5,8	33,6	1494,89
85	12,5	156,3	-8,4	70,6	1489,15
86	11	121,0	-11	121,0	1483,42
87	-12,5	156,3	8,4	70,6	1479,87
88	5,6	31,4	-13,8	190,4	1472,19
89	2,9	8,4	-14,8	219,0	1467,15
90	0	0,0	-15	225,0	1462,99
91	-2,9	8,4	-14,9	222,0	1459,26
92	-5,7	32,5	-13,9	193,2	1456,96
93	-8,5	72,3	-12,5	156,3	1455,23
94	-11	121,0	-11	121,0	1454,04
95	-12,7	161,3	-8,3	68,9	1455,64
96	-13,8	190,4	-5,6	31,4	1458,05
97	-14,8	219,0	-2,9	8,4	1460,58

98	-15	225,0	0	0,0	1464,48
99	-14,8	219,0	-2,9	8,4	1460,58
100	-14	196,0	5,8	33,6	1474,13
101	-12,5	156,3	8,4	70,6	1479,87
102	-11	121,0	11	121,0	1485,60
103	12,5	156,3	-8,4	70,6	1489,15
104	-5,6	31,4	13,8	190,4	1496,83
105	-2,9	8,4	14,8	219,0	1501,87
106	0	0,0	18	324,0	1510,33
107	3,5	12,3	17,8	316,8	1514,72
108	6,8	46,2	16,6	275,6	1517,41
109	10,2	104,0	15	225,0	1519,65
110	13,2	174,2	13,2	174,2	1521,08
111	15,2	231,0	9,9	98,0	1519,01
112	16,5	272,3	6,7	44,9	1516,16
113	17,8	316,8	3,4	11,6	1513,16
114	18	324,0	0	0,0	1508,55
115	17,8	316,8	3,6	13,0	1513,45
116	16,8	282,2	-7	49,0	1496,90
117	15	225,0	-10,1	102,0	1490,05
118	13,2	174,2	-13,2	174,2	1483,20
119	-15	225,0	10,1	102,0	1478,97
120	6,7	44,9	-16,5	272,3	1469,79
121	3,5	12,3	-17,8	316,8	1463,65
122	0	0,0	-18	324,0	1458,69
123	-3,5	12,3	-17,8	316,8	1454,30
124	-6,8	46,2	-16,6	275,6	1451,61
125	-10,2	104,0	-15	225,0	1449,37
126	-13,2	174,2	-13,2	174,2	1447,94
127	-15,2	231,0	-9,9	98,0	1450,01
128	-16,5	272,3	-6,7	44,9	1452,86
129	-17,8	316,8	-3,4	11,6	1455,86
130	-18	324,0	0	0,0	1460,47
131	-17,8	316,8	-3,6	13,0	1455,57
132	-16,8	282,2	7	49,0	1472,11
133	-15	225,0	10,1	102,0	1478,97
134	-13,2	174,2	13,2	174,2	1485,82
135	15	225,0	-10,1	102,0	1490,05
136	-6,7	44,9	16,5	272,3	1499,23
137	-3,5	12,3	17,8	316,8	1505,37
		<b>12708,2</b>		<b>11830,9</b>	

## APÊNDICE C – SOLICITAÇÕES DE CARGA DE UMA ESTACA ISOLADA (ESTAQUEAMENTO COM DUPLA SIMETRIA) – CASO D

Estaca	Y (m)	Y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Z (m)	Z <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Ni (kN)
1	0	0,0	18	324,0	2738,57
2	3,5	12,3	17,8	316,8	2743,89
3	7	49,0	16,8	282,2	2747,92
4	10,1	102,0	15,1	228,0	2750,19
5	12,8	163,8	12,8	163,8	2750,85
6	15,1	228,0	10,1	102,0	2750,22
7	16,8	282,2	7	49,0	2747,98
8	17,8	316,8	3,5	12,3	2743,97
9	18	324,0	0	0,0	2738,67
10	17,8	316,8	-3,5	12,3	2732,73
11	16,8	282,2	-7	49,0	2725,50
12	15,1	228,0	-10,1	102,0	2717,78
13	12,8	163,8	-12,8	163,8	2709,74
14	10,1	102,0	-15,1	228,0	2701,69
15	7	49,0	-16,8	282,2	2693,97
16	3,5	12,3	-17,8	316,8	2686,72
17	0	0,0	-18	324,0	2680,76
18	-3,5	12,3	-17,8	316,8	2675,44
19	-7	49,0	-16,8	282,2	2671,41
20	-10,1	102,0	-15,1	228,0	2669,15
21	-12,8	163,8	-12,8	163,8	2668,49
22	-15,1	228,0	-10,1	102,0	2669,12
23	-16,8	282,2	-7	49,0	2671,36
24	-17,8	316,8	-3,5	12,3	2675,37
25	-18	324,0	0	0,0	2680,66
26	-17,8	316,8	3,5	12,3	2686,61
27	-16,8	282,2	7	49,0	2693,84
28	-15,1	228,0	10,1	102,0	2701,56
29	-12,8	163,8	12,8	163,8	2709,60
30	-10,1	102,0	15,1	228,0	2717,64
31	-7	49,0	16,8	282,2	2725,37
32	-3,5	12,3	17,8	316,8	2732,61
33	1,8	3,2	18,1	327,6	2741,63
34	5,2	27,0	17,4	302,8	2745,99
35	8,5	72,3	16	256,0	2749,06
36	11,5	132,3	14,1	198,8	2750,84
37	14	196,0	11,6	134,6	2750,85
38	16	256,0	8,6	74,0	2749,26
39	17,4	302,8	5,4	29,2	2746,37
40	18,1	327,6	1,8	3,2	2741,72
41	18,1	327,6	-1,8	3,2	2735,94
42	17,4	302,8	-5,4	29,2	2729,03
43	16	256,0	-8,6	74,0	2721,64
44	14	196,0	-11,6	134,6	2713,60
45	11,5	132,3	-14,1	198,8	2705,55
46	8,5	72,3	-16	256,0	2697,67
47	5,2	27,0	-17,4	302,8	2690,10

48	1,8	3,2	-18,1	327,6	2683,50
49	-1,8	3,2	-18,1	327,6	2677,70
50	-5,2	27,0	-17,4	302,8	2673,35
51	-8,5	72,3	-16	256,0	2670,28
52	-11,5	132,3	-14,1	198,8	2668,50
53	-14	196,0	-11,6	134,6	2668,48
54	-16	256,0	-8,6	74,0	2670,08
55	-17,4	302,8	-5,4	29,2	2672,96
56	-18,1	327,6	-1,8	3,2	2677,61
57	-18,1	327,6	1,8	3,2	2683,39
58	-17,4	302,8	5,4	29,2	2690,30
59	-16	256,0	8,6	74,0	2697,70
60	-14	196,0	11,6	134,6	2705,74
61	-11,5	132,3	14,1	198,8	2713,78
62	-8,5	72,3	16	256,0	2721,66
63	-5,2	27,0	17,4	302,8	2729,23
64	-1,8	3,2	18,1	327,6	2735,83
		<b>10533,4</b>		<b>10569,2</b>	