

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA
SETOR DE ENGENHARIA, CIÊNCIAS AGRÁRIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES

ESTUDO DE CASO DE SILO PLANO PARA ARMAZENAMENTO DE GRÃOS DE
SOJA: DIMENSIONAMENTO DA BASE E FUNDAÇÕES

PONTA GROSSA

2023

GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES

ESTUDO DE CASO DE SILO PLANO PARA ARMAZENAMENTO DE GRÃOS DE
SOJA: DIMENSIONAMENTO DA BASE E FUNDAÇÕES

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado para obtenção do título de
bacharel na Universidade Estadual de
Ponta Grossa. Área de Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Ma. Bianca Penteado
de Almeida Tonus

PONTA GROSSA

2023

GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES

ESTUDO DE CASO DE SILO PLANO PARA ARMAZENAMENTO DE GRÃOS DE SOJA: DIMENSIONAMENTO DA BASE E FUNDAÇÕES

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Ma. Bianca Penteado de Almeida Tonus

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof. Dr. Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschlager

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Me. Luiz Henrique Felipe Olavo

Engenheiro Civil – Ensolo Engenharia de Solos e Fundações LTDA

Ponta Grossa, 20 de novembro de 2023

Dedico a minha família, que sempre me apoiou a seguir minhas ambições.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha profunda gratidão a Deus, que tem sido meu guia e me conduzido pelo melhor caminho em minha jornada acadêmica e pessoal.

Agradeço de todo coração aos meus pais, Silvia e Marcio, por sua influência transformadora em minha vida. Seus valores, ensinamentos e exemplos têm sido uma fonte constante de inspiração. Sua força, coragem, responsabilidade e determinação são qualidades que admiro e procuro incorporar em minha própria jornada.

À minha amada namorada, Amanda, agradeço por estar ao meu lado em todos os momentos. Seu apoio incondicional e crença em meu potencial têm sido fundamentais para enfrentar os desafios e superar as dúvidas que surgem ao longo do caminho. Sua presença é um pilar sólido em minha jornada, trazendo alegria e motivação.

Quero expressar minha gratidão aos amigos de curso, verdadeiros companheiros de jornada. Cada um de vocês contribuiu de maneira significativa para a realização deste sonho compartilhado. O apoio, a troca de conhecimento e a camaradagem que desenvolvemos ao longo dos anos são tesouros inestimáveis.

Não posso deixar de mencionar minha orientadora, Bianca, que desempenhou um papel fundamental em meu percurso acadêmico. Sua assistência constante, orientação precisa, apoio incondicional e confiança em meu potencial foram pilares essenciais para o sucesso deste trabalho. A paciência, o profissionalismo e o comprometimento demonstrados são exemplos a serem seguidos.

Por fim, gostaria de agradecer a todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Ponta Grossa. Sua dedicação ao ensino e à qualidade educacional é verdadeiramente inspiradora. A presença de vocês em minha formação acadêmica foi inestimável, proporcionando um ambiente de aprendizado rico e desafiador.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê” (Arthur Schopenhauer)

RESUMO

Com o crescimento do setor agropecuário, a demanda por sistemas de armazenagem eficientes para grãos tornou-se crucial. Os silos metálicos, devido à sua rápida instalação, são uma escolha predominante para essa finalidade. Neste estudo de caso realizado em Ponta Grossa, Paraná, enfocou-se no dimensionamento das estruturas auxiliares, como a viga anel, dutos e canaletas de aeração, túnel e piso superior, elementos cruciais na composição da base deste silo. As fundações, foram calculadas, empregando ferramentas de software especializadas, incluindo AutoQI Eberick e Microsoft Excel, com detalhamentos no Autodesk AutoCAD. O projeto exigiu 164 estacas Hélice Contínua, distribuídas no anel de coroamento, na aeração e no túnel, com diâmetros variáveis entre 30 cm e 60 cm e profundidades entre 9 e 12 metros. As estimativas contaram com aproximadamente 341,35 m³ de concreto, 9443,06 kg de aço CA-50, 733,9 kg de aço CA-60 e 1384,35 m² de forma. A integração eficaz de software especializado e cálculos precisos resultou em uma fundação robusta, contribuindo para a eficiência e durabilidade do silo. Este estudo não apenas oferece insights práticos para projetos similares, mas também sugere perspectivas futuras, como a comparação entre silos de concreto e metálicos, enriquecendo o campo da engenharia civil em ambientes agroindustriais.

Palavras-chave: Silo plano. Bases para silo. Fundações.

ABSTRACT

With the growth of the agricultural sector, the demand for efficient grain storage systems has become crucial. Metal silos, due to their rapid installation, are a predominant choice for this purpose. In this case study carried out in Ponta Grossa, Paraná, the focus was on the design of the auxiliary structures, such as the ring beam, aeration ducts and channels, tunnel and upper floor, crucial elements in the composition of the base of this silo. The foundations were calculated using specialised software tools, including AutoQI Eberick and Microsoft Excel, with detailing in Autodesk AutoCAD. The project required 164 Continuous Auger piles, distributed in the crown ring, aeration and tunnel, with diameters varying between 30 cm and 60 cm and depths between 9 and 12 metres. The estimates included approximately 341.35 m³ of concrete, 9443.06 kg of CA-50 steel, 733.9 kg of CA-60 steel and 1384.35 m² of formwork. The effective integration of specialised software and precise calculations resulted in a robust foundation, contributing to the efficiency and durability of the silo. This study not only offers practical insights for similar projects, but also suggests future prospects, such as comparing concrete and metal silos, enriching the field of civil engineering in agro-industrial environments.

Key-words: Flat silo. Silo bases. Foundations.

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1: Evolução capacidade estática e a produção agrícola - 2001 a 2021	15
Figura 2 Silo bolsa ocupando grande área de plantio	19
Figura 3 Classificação EN 1991-4, 2006, quanto a esbeltez de silos.....	21
Figura 4 Classificação por tipo de silos conforme EN 1991-4/2006: da esquerda para direita, fluxo de massa, fluxo em funil, fluxo misto	21
Figura 5 Exemplos de silos quanto ao trajeto do fluxo	23
Figura 6 Silos de fundo plano.....	24
Figura 7 Silos com fundo tremonhado.....	25
Figura 8 Tipos de fundações mistas.....	33
Figura 9 Solos coesivos pré-adensados e areias, siltes e argilas normalmente adensadas.....	39
Figura 10 Exemplos de eficiência de grupo de estacas	47
Figura 11 Viga Anel.....	50
Figura 12 Túnel	50
Figura 13 Dutos e canaletas de aeração.....	51
Figura 14 Piso	51
Figura 15 Parte da Carta Geológica da Folha de Ponta Grossa	55
Figura 16 Boletim de sondagem - SPT 01	57
Figura 17 Boletim de sondagem - SPT 02	58
Figura 18 Configurações iniciais de materiais e durabilidade	61
Figura 19 Modelo esquemático da viga anel com estacas.....	62
Figura 20 Verificação dos deslocamentos da estrutura da viga anel	63
Figura 21 Aumento da seção da viga anel nas regiões dos furos da aeração	63
Figura 22 Modelo esquemático do túnel	64
Figura 23 Verificação dos deslocamentos da estrutura da laje do túnel	65

Figura 24 Verificação do deslocamento máximo da estrutura da laje do túnel	65
Figura 25 Diagrama dos carregamentos na viga parede do túnel (V1).....	66
Figura 26 Diagrama dos esforços cortantes de cálculo na viga parede do túnel (V1)	66
Figura 27 Diagrama dos momentos fletores de cálculo na viga parede do túnel (V1)	66
Figura 28 Diagrama dos momentos torsões de cálculo na viga parede do túnel (V1)	67
Figura 29 Diagrama dos deslocamentos na viga parede do túnel (V1).....	67
Figura 30 Verificação dos deslocamentos da estrutura do piso do túnel	68
Figura 31 Verificação do deslocamento máximo da estrutura do piso do túnel	68
Figura 32 Modelo esquemático das canaletas e dutos de aeração.....	69
Figura 33 Deslocamentos da estrutura, com foco nas estruturas responsáveis pela aeração	71
Figura 34 Análise de cortantes atuantes na estrutura do piso superior (grelha de 25x25cm).....	72
Figura 35 Momentos fletores no piso superior (grelha de 25x25cm).....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Tipos de Silos	20
Tabela 2 Estado de compactidade e consistência	28
Tabela 3 Quantidade de furos SPT em função da área	29
Tabela 4 Coeficiente K e razão de atrito α	35
Tabela 5 Fatores de Correção $F1$ e $F2$	35
Tabela 6 Coeficiente característico do solo C	36
Tabela 7 Valor do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	37
Tabela 8: Valor do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	37
Tabela 9 Tabela de cargas (base silo fundo plano) para trigo: 764,5 kgf/m ³	52
Tabela 10 Análises iniciais das cargas na base e no anel	53
Tabela 11 Levantamento de cargas para a estrutura	54
Tabela 12 Boletim de sondagem - SPT 03	59
Tabela 13 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT1)	73
Tabela 14 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT1)	74
Tabela 15 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT1)	74
Tabela 16 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT1)	75
Tabela 17 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT2)	75
Tabela 18 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT2)	76

Tabela 19 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT2)	76
Tabela 20 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT2)	77
Tabela 21 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT3)	77
Tabela 22 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT3)	78
Tabela 23 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT3)	78
Tabela 24 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT3)	79
Tabela 25 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 01	Erro! Indicador não definido.
Tabela 26 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 02	83
Tabela 27 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 03	85

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1 OBJETIVOS.....	16
1.1.1 Objetivo geral.....	16
1.1.2 Objetivos específicos.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO.....	18
2.1.1 Quanto ao material utilizado e a distância em relação ao solo.....	19
2.1.2 Quanto a esbeltez do silo	21
2.1.3 Quanto ao tipo de fluxo de esvaziamento.....	21
2.1.4 Quanto a geometria do fluxo de grãos.....	22
2.1.5 Quanto ao tipo de fundo	23
2.2 FUNDAÇÕES PARA SILOS ARMAZENADORES DE GRÃOS.....	25
2.2.1 Investigações do solo	26
2.2.2 Fundações superficiais	30
2.2.3 Fundações profundas	30
2.2.3.1 Estacas escavadas com trado mecânico	29
2.2.3.2 Estacas hélice contínua.....	38
2.2.3.3 Estacas pré moldadas	38
2.2.3.4 Estaca Raiz	38
2.2.4 Fundações mistas.....	33
2.2.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga admissível de fundações profundas	34
2.2.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975).....	383
2.2.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978).....	384
2.2.7 Dimensionamento estrutural de estacas de concreto.....	37
2.2.7.1 Interação solo estrutura.....	38
2.2.7.2 Dimensionamento à compressão	40
2.2.7.3 Dimensionamento à tração.....	41
2.2.8 Recalque em fundações profundas	42

2.2.8.1 Recalque devido ao encurtamento elástico.....	41
2.2.8.2 Recalque devido ao solo	41
2.2.8.3 Análise numérica de recalque (Método dos Elementos Finitos).....	41
2.2.9 Efeito de grupo	46
3. METODOLOGIA.....	49
3.1 ANÁLISE DAS CARGAS ATUANTES.....	49
3.2 ANÁLISE DO LAUDO DE SONDAGEM SPT	54
3.3 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO.....	54
4. RESULTADOS	61
4.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA ANEL	62
4.2 DIMENSIONAMENTO DO TÚNEL.....	64
4.3 DIMENSIONAMENTO DOS DUTOS E CANALETAS DE AERAÇÃO	69
4.4 DIMENSIONAMENTO DO PISO SUPERIOR	71
4.5 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES	73
5. CONCLUSÃO	87
REFERÊNCIAS.....	89
APÊNDICE 01	93
APÊNDICE 02.....	95
APÊNDICE 03.....	97
APÊNDICE 04	99
APÊNDICE 05.....	101
APÊNDICE 06	103
APÊNDICE 07	105
APÊNDICE 08	107
APÊNDICE 09.....	109
APÊNDICE 10.....	113

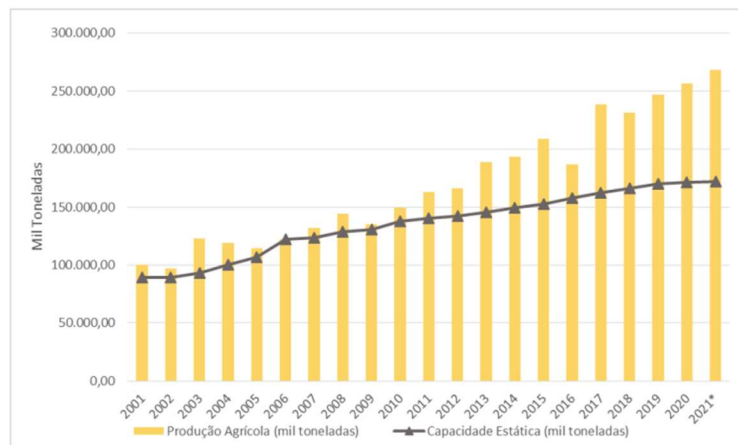
1. INTRODUÇÃO

Com elevada disponibilidade de terras e excelente estrutura para o plantio, o Brasil é um dos países que mais contribuem com a produção agrícola mundial (SCOLARI, 2006). Com isso, cada vez mais a safra, principalmente de grãos, bate recorde de produção, sendo estimado para 2023, um aumento de produção de 14% dos principais grãos de importação e exportação (CONAB, 2022).

Entretanto, com a alta produção e desenvolvimento agrário, surgem demandas relacionadas à logística e principalmente de armazenagem dos grãos, visto que nem sempre tudo que foi produzido será expedido logo após a colheita. A falta de local para armazenagem dos grãos gera ao produtor uma menor competitividade no mercado de *commodities*. Sendo assim, um sistema de armazenamento adequado pode ampliar a receita do produtor em níveis significantes e compensatórios, reduzindo, quando bem aplicado, custos logísticos pela diminuição de impurezas e umidade inadequada, facilitando o carregamento (PATURCA, 2014).

Há um grande déficit de armazenagem quando comparada à produção agrícola, e isso se agrava com a projeção apresentada anteriormente para a safra de 2022/23, como pode-se inferir na Figura 1, em que se denota a produção agrícola em toneladas pela capacidade estática de armazenagem, a qual não acompanha a produção. Sendo assim, os sistemas de armazenagem devem ser projetados e executados de maneira sólida e duradoura, garantindo segurança e qualidade no armazenamento, estreitando cada vez mais a disparidade entre as quantidades destacadas no gráfico.

Figura 1: Evolução capacidade estática e a produção agrícola - 2001 a 2021



Fonte: CONAB – março 2021

Diante do apresentado, a temática desenvolvida no presente trabalho é o dimensionamento da base de um silo, para futuro armazenamento de grãos. Tal silo será executado na cidade de Ponta Grossa – Paraná, seu corpo foi projetado em estrutura metálica e sua base foi dimensionada contando com as estruturas auxiliares e fundações.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Dimensionar a base e as fundações de um silo armazenador de grãos na cidade de Ponta Grossa - PR.

1.1.2 Objetivos específicos

- Dimensionar em concreto armado, as estruturas auxiliares pertencentes a base do silo (túnel, viga anel, dutos e canaletas de aeração e piso superior);
- Analisar os tipos de fundação tecnicamente viáveis para o caso;
- Dimensionar a fundação para o tipo escolhido.

1.2 JUSTIFICATIVA

Com base nas informações fornecidas pela CONAB (Companhia Nacional de Abastecimento) e pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), fica evidente a importância de expandir a capacidade de armazenamento do país, por meio da construção de silos verticais. Essa expansão é necessária para atender à crescente demanda de produção e comercialização de grãos e materiais granulares, garantindo a segurança e a eficiência no processo de armazenamento.

Safarian e Harris (1985, citados por KEHL, 2015) destacam que os silos verticais têm sido utilizados para o armazenamento de grãos há séculos. No entanto, foi a partir do século XIX, com o aumento na produção e no comércio de grãos, que a construção de silos de maior porte teve início. Com os avanços tecnológicos, foram desenvolvidos complexos de armazenamento em larga escala, equipados com sistemas avançados de automação para manuseio, carregamento e descarregamento.

Dentro desse contexto, é importante que as técnicas de construção de silos verticais estejam em conformidade com normas construtivas atualizadas, a fim de garantir a segurança estrutural e a preservação dos materiais armazenados. A seleção cuidadosa de materiais apropriados, como concreto armado, aço ou outros materiais com propriedades específicas, é essencial para garantir a durabilidade e a resistência dos silos.

Além disso, a adoção de tecnologias avançadas, como sistemas automatizados de controle e monitoramento, contribui para otimizar as operações de armazenamento, permitindo um melhor controle de estoque, prevenção de perdas e garantia da qualidade dos produtos armazenados.

Dessa forma, a expansão da capacidade de armazenamento do país, por meio da construção de silos verticais, é uma medida estratégica para atender às demandas crescentes do setor agrícola, assegurando o adequado armazenamento e disponibilidade de grãos e materiais granulares em todo o território nacional.

Entretanto, é importante ressaltar que a construção e implantação de silos enfrentam um desafio significativo devido à ausência de normas brasileiras específicas para regulamentar o projeto e a construção de fundações de silos. Além disso, Calil e Cheung (2007) destacam que a quantidade de estudos dedicados à abordagem das fundações de silos é limitada e escassa.

Portanto, há uma oportunidade de preencher uma lacuna de materiais para estudo na área de projetos de silos armazenadores, a fim de desenvolver um material que possa servir como referência futura a outros profissionais da área. Investir em pesquisas e estudos para aprofundar o entendimento das peculiaridades das obras de silos é essencial. Isso permitirá o desenvolvimento de diretrizes técnicas mais robustas e nacionais para o dimensionamento de tais estruturas, bem como a inclusão do tema em ementas de universidades do país.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tratará das peculiaridades em relação a classificação dos silos armazenadores, bem como conceitos relacionados a mecânica dos solos, fundações e definições específicas relacionadas a base dos silos armazenadores em estrutura metálica.

2.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

Conforme a definição proposta por Freitas (2001), os silos são estruturas de armazenamento projetadas para acondicionar produtos pulverulentos ou granulares, como grãos, cereais, minérios, entre outros. Os silos possuem dispositivos de descarga que permitem o esvaziamento do produto de diferentes maneiras.

A descarga por gravidade é a mais comum, na qual o material é liberado de forma natural, aproveitando a força da gravidade. Em casos em que a gravidade não é suficiente, podem ser utilizados meios mecânicos, como transportadores, ou sistemas pneumáticos, nos quais o ar é utilizado para auxiliar no transporte do material (FREITAS, 2001).

É importante ressaltar que os estudos e o desenvolvimento de técnicas relacionadas aos silos remontam ao século XIX. Jenike e Johansson (1968, apud TEÓDULO, 2013) destacam que o primeiro silo de armazenamento em grande escala para grãos foi construído em 1860. A partir desse marco, surgiram silos de diferentes tamanhos e formatos, utilizados para armazenar não apenas grãos, mas também fibras e outros produtos agrícolas.

Um exemplo significativo de estudo realizado na época é a teoria da pressão de Janssen (1895), que descreve o comportamento das forças de pressão exercidas pelo material armazenado nas paredes do silo. Essa teoria é baseada no equilíbrio estático de pequenas seções infinitesimais do material, considerando a contribuição das forças de atrito lateral. Esses avanços pioneiros foram fundamentais para o desenvolvimento posterior de métodos de projeto e análise de silos, visando garantir a segurança estrutural e a eficiência operacional dessas estruturas de armazenamento.

Dada uma breve definição em relação aos silos armazenadores, serão apresentadas as classificações a respeito dos mesmos. Iniciando com a classificação dos silos quanto a distância em relação ao solo. Além disso, de acordo com Freitas (2001), os silos armazenadores podem ser classificados segundo suas características, sendo elas a geometria do silo, tipo de fluxo de esvaziamento, geometria do fluxo de grãos e tipo de fundo.

2.1.1 Quanto ao material utilizado e a distância em relação ao solo

Os silos armazenadores de grãos podem ser divididos em alguns tipos. Essa divisão acontece de acordo com o material empregado para sua estrutura, pela sua forma e de acordo com sua distância de armazenagem em relação ao solo (CALIL, 2007). Segundo o mesmo autor, os silos podem ser construídos de estrutura metálica, concreto armado, concreto protendido, alvenaria armada, madeira entre outros. No Brasil também são utilizados os silos bolsa, entretanto eles necessitam de grande área horizontal de manobra e armazenagem, como pode-se verificar na figura 2.

Figura 2 Silo bolsa ocupando grande área de plantio



Fonte: <https://bit.ly/45fW9Vh>

Os silos armazenadores de grãos podem ser divididos nas seguintes categorias, de acordo com a distância em relação ao solo, apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 Tipos de Silos

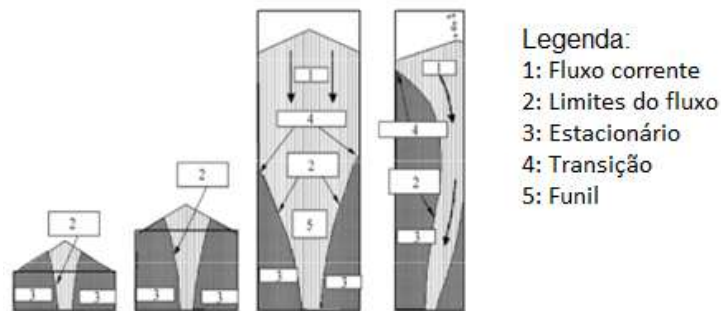
Tipos de silos	Exemplos
Silos elevados, aéreos ou pulmão	 <p data-bbox="970 667 1310 696">Fonte: <u>Kepler Weber</u> – 2023</p>
Silos horizontais semi-subterrâneos	 <p data-bbox="1007 1043 1268 1075">Fonte: <u>MELLO</u> (2016)</p>
Silos com anel elevado	 <p data-bbox="970 1469 1310 1500">Fonte: <u>Silos Córdoba</u> – 2016</p>
Silos planos	 <p data-bbox="970 1877 1310 1908">Fonte: <u>Kepler Weber</u> – 2023</p>

2.1.2 Quanto a esbeltez do silo

A Figura 3 exemplifica a classificação no que diz respeito à esbeltez dos silos armazenadores, sendo H a altura e D o diâmetro externo do silo, podemos classificá-los como: (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION, 2006)

- Silos de retenção (fundo plano): $H/D \leq 0,4$ (Figura 3a)
- Silos entroncados: $0,4 < H/D \leq 1$ (Figura 3b)
- Silos de esbeltez intermediária: $1 < H/D < 2$ (Figura 3c)
- Silos esbeltos: $2 \leq H/D$ (Figura 3d)

Figura 3 Classificação EN 1991-4, 2006, quanto a esbeltez de silos

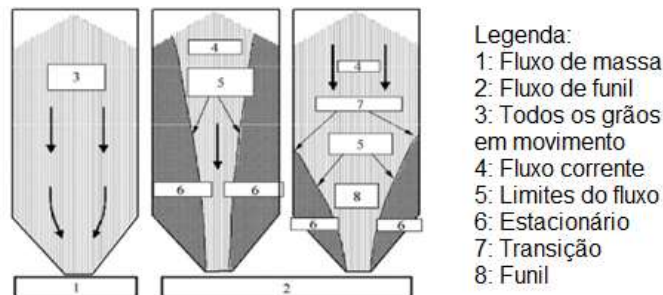


Fonte: adaptado de EN 1991-4, 2006

2.1.3 Quanto ao tipo de fluxo de esvaziamento

Existem basicamente dois tipos de fluxos de esvaziamento dos grãos: fluxo de massa e fluxo de funil, como pode ser analisado na figura 4. (JENIKE, 1964).

Figura 4 Classificação por tipo de silos conforme EN 1991-4/2006: da esquerda para direita, fluxo de massa, fluxo em funil, fluxo misto



Fonte: adaptado de EN 1991-4, 2006

O fluxo de funil é caracterizado pela formação de um canal vertical no centro do silo, alinhado com a boca de descarga, enquanto o restante do produto permanece estático em torno desse canal. Esse tipo de fluxo ocorre frequentemente quando as paredes da tremonha (superfície angular na base de silos, quando elevados do chão) são rugosas e o ângulo de inclinação da tremonha é abrupto em relação ao corpo do silo. (LOPES, 2016)

O fluxo de massa é caracterizado pelo movimento significativo do produto armazenado em todas as partes do silo durante o processo de descarregamento. Esse tipo de fluxo é comum em tremonhas com paredes suficientemente inclinadas e lisas, sem a presença de transições abruptas. (LOPES, 2016)

2.1.4 Quanto a geometria do fluxo de grãos

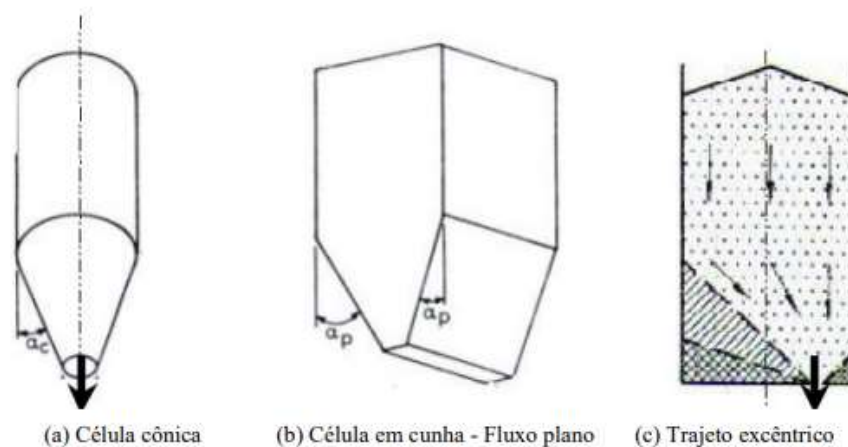
De acordo com FREITAS (2001), os silos podem ser classificados perante a geometria em que os grãos formam um fluxo (trajeto) dentro da estrutura.

O trajeto axissimétrico (figura 5a) é caracterizado por ter o centro de gravidade do material fluindo aproximadamente em linha com o eixo vertical do silo. Esse tipo de fluxo é mais comum em silos circulares com abertura de descarga concêntrica. O fluxo axissimétrico é considerado um dos mais eficientes, pois minimiza a possibilidade de formação de canais preferenciais e, conseqüentemente, reduz a probabilidade de segregação do material.

Por outro lado, o trajeto planar (figura 5b) é caracterizado por um canal de fluxo simétrico em relação ao plano que passa pelo eixo longitudinal da abertura de saída. Esse tipo de fluxo é observado em silos que possuem seção transversal quadrada ou retangular e tremonhas em forma de cunha. Nesses silos, uma das dimensões da abertura de saída é paralela e tem o mesmo comprimento das paredes do silo. O trajeto planar é eficiente em evitar a segregação do material e proporcionar uma descarga uniforme.

Já o trajeto excêntrico (figura 5c) é caracterizado por um canal de fluxo não simétrico em relação ao plano vertical que passa pelo eixo longitudinal do silo ou em relação ao eixo vertical do silo. Esse tipo de fluxo pode ocorrer em silos com diferentes formas geométricas e pode ser influenciado por diversos fatores, como a densidade do material, a forma do silo e a geometria da boca de descarga. O trajeto excêntrico pode levar à formação de canais preferenciais, aumentando o risco de segregação e de entupimento do bico de descarga.

Figura 5 Exemplos de silos quanto ao trajeto do fluxo



Fonte: FREITAS, 2001

Em resumo, o trajeto axissimétrico e o trajeto planar são considerados mais eficientes do que o trajeto excêntrico em evitar a segregação e proporcionar uma descarga uniforme. A escolha do tipo de fluxo mais adequado para um determinado silo dependerá das características do material a ser armazenado e das condições de operação do equipamento.

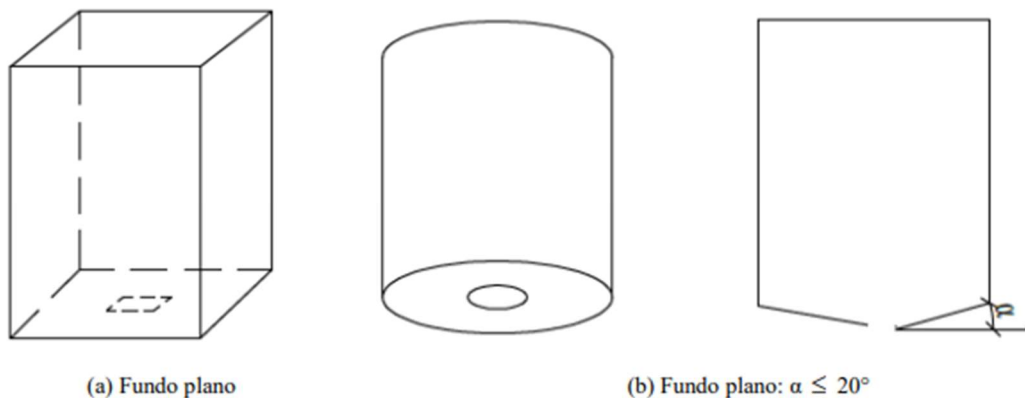
2.1.5 Quanto ao tipo de fundo

De acordo com as normas estrangeiras adotadas, a classificação das geometrias de silos armazenadores de grãos podem ser dividida em dois tipos: fundo inclinado com tremonha e fundo plano (LOPES, 2016). O primeiro tipo não exige o uso de máquinas para o descarregamento completo dos produtos, enquanto o segundo exige o emprego de máquinas para esse fim.

A classificação do fundo é considerada horizontal quando a inclinação com a horizontal apresentar um ângulo α inferior a 5° . As tremonhas dos silos são classificadas de acordo com suas características de inclinação e formato. A norma EN 1991-4 (2006) estabelece duas categorias principais: tremonhas rasas e tremonhas íngremes, levando em consideração a declividade do fundo. Por outro lado, a norma ACI-313 (1997) faz uma classificação baseada no formato das tremonhas, dividindo-as em tremonhas piramidais e tremonhas cônicas. No entanto, essa norma não especifica um tipo de inclinação definida para os fundos horizontais.

Em relação aos fundos dos silos, podem-se identificar duas configurações principais. O fundo plano (figura 6) é caracterizado por possuir uma superfície horizontal ou com paredes inclinadas, apresentando um ângulo α inferior a 20° em relação à horizontal, conforme proposto por Freitas (2001).

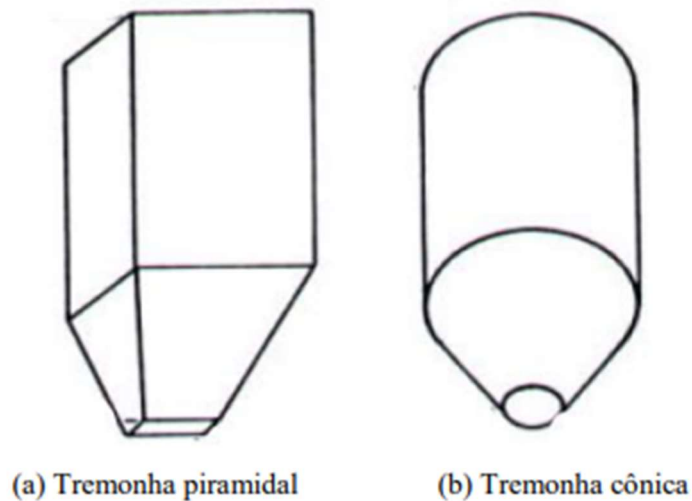
Figura 6 Silos de fundo plano



Fonte: FREITAS, 2001

Esse tipo de fundo é comumente encontrado em silos que não possuem tremonha, sendo sua estrutura plana e retangular. Por outro lado, o fundo com tremonha é definido pelo formato de funil (figura 7), com uma seção transversal que diminui gradualmente em direção à saída. Essa tremonha pode assumir diferentes formas, sendo as mais comuns a tremonha em formato de tronco-piramidal e a tremonha em formato de tronco-cônica.

Figura 7 Silos com fundo tremenhado



Fonte: FREITAS, 2001

2.2 FUNDAÇÕES PARA SILOS ARMAZENADORES DE GRÃOS

A estabilidade de uma edificação é diretamente influenciada pelo dimensionamento correto das suas fundações, o que é uma área em constante evolução na engenharia (RAMOS, 2018). Como destaca Bianchin (2013), o profissional técnico responsável deve reconhecer qual a maneira mais adequada a seguir e analisar as particularidades da construção, do terreno, das técnicas construtivas locais e do orçamento disponibilizado. No entanto, no Brasil, não há uma norma específica que trate dos procedimentos de cálculo estrutural para silos, o que torna a elaboração dos projetos ainda mais desafiadora e exige o uso de normas internacionais, como já citado anteriormente neste trabalho.

No caso dos silos, as particularidades impostas pelo solo no que tence aos carregamentos, que costumam ser variáveis e tendem a ter maior intensidade mediante a concentração de cargas a partir do lançamento dos grãos coletados, em uma área razoavelmente pequena, atendendo a necessidade pela qual o silo é construído (SAMPAIO, 2018).

Outro fator de importância no dimensionamento das fundações é o que ocorre quando os grãos são depositados na estrutura de forma não uniforme. Esse processo pode gerar uma pressão também não uniforme, causando problemas na base, ou quando há a distorção do bulbo de pressão, ocasionado pela carga vertical do peso do material, que foi lançado fora do centro (Santos, 2017).

A escolha do tipo de fundação a ser usada nesse tipo de estrutura, apesar de mais complexa, usa das mesmas condicionantes para a escolha das outras edificações, o diferencial está no fato de que o recalque nos silos é mais crítico, como destaca Rocha e Faria (2018). O recalque é um dos fenômenos que merecem destaque na área de fundações, pois acontece quando, ao sofrer um certo carregamento, uma determinada fundação sofre um rebaixamento, devido à presença de vazios no solo, ao tempo que estes são adensados e o evento então advém (Rocha e Faria, 2018).

Observa-se que os silos são estruturas que possuem, devido aos recalques, um índice de ruína considerável, que está diretamente ligado ao funcionamento das fundações que o sustenta, na qual, quando são calculadas e dimensionadas, segue como fator principal as tensões distribuídas entre o fundo e o anel da base do silo (Bianchin, 2013).

2.2.1 Investigações do solo

A elaboração de projetos geotécnicos e de fundações requer uma compreensão aprofundada das propriedades geotécnicas dos solos. É fundamental realizar a caracterização do subsolo, incluindo a identificação e classificação das diferentes camadas constituintes, bem como a avaliação de suas propriedades de engenharia relevantes. (FALCONI et al, 2019)

A determinação das propriedades de engenharia pode ser realizada tanto por meio de ensaios de campo quanto de laboratório (FALCONI et al, 2019). Visto o caso do presente trabalho, serão estabelecidos os parâmetros relacionados a investigação geotécnica chamada de *Standard Penetration Test* (SPT)), conhecida por sondagem à percussão.

Conforme destacado por Velloso e Lopes (2011), o engenheiro projetista de fundações deve se engajar na investigação geotécnica do solo desde a fase inicial de concepção do projeto. Dessa forma, torna-se indispensável a implementação de um "Programa de Investigação Geotécnica" composto por três etapas distintas:

A primeira etapa é a investigação preliminar é fundamental para o conhecimento das principais características do subsolo, sendo adotada em geral a execução de sondagens (SPT) como método de coleta de dados. O ensaio SPT é uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento, e é amplamente utilizado na área de engenharia geotécnica para avaliar as características dos solos.

De acordo com Schnaid (2000), a metodologia de trabalho consiste em cravar um amostrador padrão, revestido ou não, usando a força de queda de um peso de 65 kg a uma altura de 75 cm. A cada metro de profundidade, as amostras representativas são coletadas e analisadas para determinar a tipologia do solo presente no local. Ao final do metro de análise, o valor NSPT é obtido, representando o número de golpes necessários para o amostrador penetrar 30 cm após ter penetrado 15 cm iniciais.

Além da coleta de amostras representativas, a sondagem à percussão também permite a identificação de camadas de solo e rocha presentes no subsolo, permitindo uma análise mais detalhada do local e uma melhor compreensão do comportamento do solo em relação às cargas que serão aplicadas na fundação. Por isso, é uma etapa crucial para o desenvolvimento de projetos geotécnicos e de fundações que visem a segurança e a durabilidade da estrutura construída.

A determinação do número N em ensaios SPT é realizada pela soma do número de golpes necessários para a segunda e terceira etapas de penetração de 15 cm, independentemente da exatidão da penetração. Este valor é usado para classificar o solo de acordo com a ABNT NBR 6484, que considera a compacidade e consistência do solo.

Conforme a abordagem apresentada por Correia (2015), a interpretação dos resultados obtidos em ensaios de resistência à penetração (SPT - Standard Penetration Test) para fins de projetos geotécnicos envolve duas estratégias distintas:

a) Métodos Indiretos: Nesta metodologia, os dados gerados a partir do ensaio SPT são empregados para prever os parâmetros constitutivos do solo. Isso significa que os resultados obtidos no ensaio não são utilizados diretamente, mas são traduzidos em estimativas de propriedades do solo, como resistência, densidade, compressibilidade, entre outras.

b) Métodos Diretos: Na abordagem de métodos diretos, os resultados do ensaio SPT são aplicados de maneira direta na avaliação da capacidade do solo em resistir a determinadas cargas. Isto significa que o valor obtido no ensaio, geralmente expresso como o Número de Golpes Standard (NSPT), é usado como uma medida da resistência relativa do solo à penetração. Com base nesse valor, é possível determinar a classificação dos solos, de acordo com a tabela 2 da norma NBR 6484 (ABNT, 2020), a qual está apresentando abaixo os estados de compacidade e consistência,

Tabela 2 Estado de compacidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação*
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	> 40	Muito compacto(o)
	≤ 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)
	≤ 4	Fofa(o)

* As expressões empregadas para a designação da compacidade 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 compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: ABNT NBR 6484 (2020)

A segunda etapa corresponde à investigação complementar ou de projeto, é necessário avançar no conhecimento do subsolo, identificando as feições importantes que podem afetar a construção da fundação e caracterizando as propriedades geotécnicas do solo. Para isso, é comum realizar mais sondagens (SPT) para atender aos critérios estabelecidos na normativa NBR 8036 (ABNT, 1983). Além disso, podem ser realizadas sondagens mistas e especiais, como sondagem a trado, sondagem rotativa e ensaios geofísicos, dependendo das características do local.

Para obter informações mais detalhadas sobre o comportamento do solo, também são realizados ensaios geotécnicos como o ensaio de cone, ensaio de placa, ensaio de palheta (*vane test*), ensaio de permeabilidade, entre outros.

A normativa NBR 8036 (ABNT, 1983) estabelece critérios para o número de furos de sondagem que devem ser realizados em função da área de investigação, profundidade de sondagem, número de furos por área e tipo de solo. A tabela 3, denota a relação apresentada na norma citada em que correlaciona a área de projeção da obra pela quantidade de furos de sondagem necessários.

Tabela 3 Quantidade de furos SPT em função da área

Área (m ²)	Furos (un)
Menor que 200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	3
800 a 1000	4
1000 a 1200	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
Maior que 2400	"Plano particular de construção"

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8036 (1983)

Na fase de execução, é realizada a investigação geotécnica com o objetivo de confirmar as características do solo previamente obtidas nas etapas anteriores, especialmente para os pontos críticos da obra. Esta etapa tem como finalidade assegurar a segurança da obra e minimizar possíveis riscos geotécnicos que possam surgir durante a sua execução. Para isso, podem ser realizadas novas sondagens, ensaios e análises laboratoriais, a fim de obter informações mais precisas sobre as propriedades do solo e sua influência na estabilidade da obra.

2.2.2 Fundações superficiais

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), fundações superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao solo, principalmente, através de pressões distribuídas na base da fundação. Essas fundações são usadas quando a camada de solo resistente está localizada a uma profundidade relativamente pequena em relação à largura da base da fundação. Entre os tipos de fundações superficiais, destacam-se os blocos e as sapatas.

Os blocos são elementos de concreto simples, dimensionados para resistir às tensões de tração sem a necessidade de armadura, enquanto as sapatas são elementos de concreto armado, com altura menor que o bloco, que utilizam armadura para resistir aos esforços de tração.

A sapata corrida recebe pilares alinhados e pode ter seção transversal tipo bloco ou tipo sapata, armada. Já a sapata associada é um elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, diferindo do radier, que recebe todos os pilares da obra.

O radier é um tipo de fundação mais indicado quando a área total de fundação ultrapassa metade da área da construção. Além disso, os raders podem ser projetados segundo quatro tipos principais: raders lisos, raders com pedestais ou cogumelos, raders nervurados e raders em caixão. Os tipos estão em ordem crescente de rigidez relativa (HACHICH et al., 1998).

2.2.3 Fundações profundas

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), fundações profundas são aquelas em que a carga é transmitida ao solo por meio de atrito lateral e/ou resistência de ponta. Essas fundações são necessárias quando a camada de solo resistente está localizada a uma profundidade significativa abaixo da superfície do terreno.

2.2.3.1 Estacas escavadas com trado mecânico

Segundo Marangon (2009), tais elementos de fundação profunda que têm como característica a execução a partir de uma escavação prévia realizada no solo por um trado helicoidal mecânico, sendo posteriormente preenchido com concreto in loco. Esse tipo de estaca é classificado como pertencente ao grupo de estacas que não provocam deslocamento do solo durante a sua execução, e apresenta vantagens como a mobilidade, versatilidade e produtividade, além de não produzir qualquer tipo de vibração no terreno e permitir a amostragem do solo escavado.

Porém, é importante destacar que sua utilização se restringe a execução de fundações em profundidades acima do nível d'água e em solos coesivos. (MARANGON, 2009) Em relação às desvantagens, pode-se citar a limitação da profundidade de execução utilizado para sua execução. Esses aspectos devem ser levados em consideração na escolha do tipo de estaca mais adequado para cada projeto de fundação.

2.2.3.2 Estacas hélice contínua

As estacas hélice contínua são elementos de fundação profunda que consistem na execução de concreto moldado in loco através do trado contínuo, com injeção do material sob pressão controlada através da haste central. A vantagem desse tipo de estaca é a alta produtividade, proporcionada pela versatilidade do equipamento, que reduz os prazos de obra e pode ser utilizado em vários tipos de solo, exceto onde há presença de matacões, rochas e solos orgânicos muito moles. (MARANGON, 2009).

No entanto, as principais desvantagens estão relacionadas ao tamanho do equipamento, sendo elevado para a garantia de uma velocidade de inserção do trado capaz de não causar o desconfinamento do solo, que exige áreas planas e de fácil movimentação, além de demandar a instalação de uma central de concreto no canteiro de obras. Também, tal estaca possui um comportamento ruim em sua ponta, deixando um solo sem compactação em sua ponta, além disso há a ausência de um critério válido de parada. Ainda, devido ao seu alto custo, é necessário um número mínimo de estacas a serem executadas para justificar o investimento na mobilização do equipamento (MARANGON, 2009).

2.2.3.3 Estacas pré moldadas

As estacas pré-moldadas são elementos estruturais utilizados em fundações profundas que são cravados no solo por meio de percussão, prensagem ou vibração. Podem ser constituídas por um único elemento estrutural ou pela associação de dois desses materiais, denominando-se então estaca mista. De acordo com o material empregado na sua execução, as estacas pré-moldadas são subdivididas em estacas de concreto, estacas de madeira e estacas de aço. É importante ressaltar que, devido à natureza do processo executivo, este tipo de estaca é classificado como estaca de grande deslocamento. (MARANGON, 2009).

Apesar de suas vantagens, as estacas pré-moldadas apresentam algumas desvantagens, como as perturbações produzidas no solo durante o processo de cravação, que podem afetar a capacidade de carga da estaca e, conseqüentemente, comprometer a segurança da estrutura. Além disso, a qualidade do concreto utilizado na fabricação das estacas pode influenciar diretamente na sua resistência e durabilidade, por serem realizadas em indústrias com elevado controle de qualidade de execução das peças. (MARANGON, 2009).

2.2.3.4 Estaca Raiz

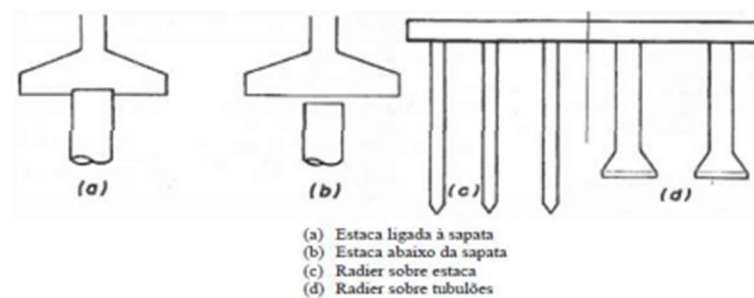
A fundação tipo estaca raiz é uma técnica de fundação profunda que consiste na perfuração do solo com a utilização de revestimento em solo e martelo roto-percussivo de fundo em rocha e posterior injeção de calda de cimento com pressão controlada.

O processo de execução das estacas raiz apresenta diversas vantagens, tais como a possibilidade de ser executado em solos com alto teor de água e em locais com limitação de espaço, além de não provocar vibrações no terreno e não gerar resíduos. No entanto, a execução desse tipo de fundação pode apresentar algumas desvantagens, como o custo mais elevado na execução em solos rochosos, pedregulhos ou matacões, além de ser mais alto e de menor produtividade em comparação a outros tipos de fundação (SOBRINHO et al., 2016).

2.2.4 Fundações mistas

De acordo com Hachich et al. (1998), as fundações mistas são sistemas que combinam elementos de fundações superficiais e profundas, resultando em uma solução mais eficiente para transferir as cargas das estruturas para o solo de apoio. Essas fundações podem ser subdivididas em dois tipos principais, conforme ilustrado na figura 8:

Figura 8 Tipos de fundações mistas



Fonte: Hachich et al. (1998)

- Sapatas sobre estacas: Nesse sistema, uma sapata é associada a uma estaca, formando uma configuração conhecida como "estaca T" ou "estapata". A sapata transfere parte das cargas para o solo, enquanto a estaca complementa a capacidade de suporte, garantindo a estabilidade e distribuição adequada das tensões.
- Rádiers estaqueados: Nesse caso, um radier é apoiado sobre estacas (ou tubulões) e é responsável por transmitir as cargas para o solo por meio de tensões de contato na base, atrito lateral e carga de ponta das estacas. A combinação desses elementos permite uma distribuição eficiente das cargas, garantindo a estabilidade do sistema.

É importante destacar que, de acordo com os critérios recomendados no item 19.5 da NBR 6118 (ABNT, 2023), é necessário realizar a verificação de punção em rádiers estaqueados. A punção ocorre em regiões próximas a forças concentradas ou áreas carregadas, como nas ligações laje-pilar. Esse tipo de falha é caracterizado pelo deslocamento vertical da laje ao longo de uma superfície tronco-cônica, com inclinação de aproximadamente 30° em relação ao plano médio da laje (MELGES, 1995).

2.2.5 Métodos de cálculo da capacidade de carga admissível de fundações profundas

2.2.5.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) explicam que a capacidade de carga de uma estaca (R) pode ser determinada pela soma da resistência de ponta (R_p) e da resistência lateral (R_l), obtidas por meio das equações 2, 3 e 4:

$$R = R_l + R_p \quad (\text{Equação 2})$$

$$R_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p \quad (\text{Equação 3})$$

$$R_l = \sum \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot U \cdot \Delta_L)}{F_2} \quad (\text{Equação 41})$$

Sendo:

K = Coeficiente de correlação ($NSPT$) com resultados de cone (CPT) (Tabela 4);

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

A_p = Área da ponta da estaca (m^2);

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

α = Razão de atrito com a camada;

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

Δ_L = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Tabela 4 Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia siltosa	0,8	2
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4
Argila siltoarenosa	0,33	3

Fonte: Cintra (2010)

Tabela 5 Fatores de Correção $F1$ e $F2$

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,8	2F1
Escavada	3	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2F1

Fonte: Cintra (2010)

2.2.5.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt (1978) introduz os fatores α e β para considerar as parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando na capacidade de carga expressa pela equação 5:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 5})$$

Sendo:

C = Coeficiente característico do solo (Tabela 6);

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

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

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

A_p = Área da ponta da estaca (m^2);

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

L = Comprimento da estaca;

U = Perímetro da estaca.

Cintra (2010, apud Décourt 1978) propõe uma modificação nos valores tabelados pela equação 6, para determinar a capacidade de carga das estacas. Essa modificação é aplicável às estacas de deslocamento e estacas escavadas com lama bentonita, estendendo o limite superior de $Nl=15$ para $Nl=50$.

No entanto, é importante ressaltar que para estacas do tipo Strauss e tubulões a céu aberto, o limite máximo de Nl continua sendo $Nl \leq 15$. Essa abordagem visa adequar os cálculos de capacidade de carga das estacas a diferentes métodos construtivos e características específicas do solo.

$$R_L = 10 \left(\frac{Nl}{3} + 1 \right) \quad \text{(Equação 6)}$$

Tabela 6 Coeficiente característico do solo C

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

* Alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Cintra (2010)

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

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

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra (2010)

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

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

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra (2010)

2.2.6 Dimensionamento estrutural de estacas de concreto

O dimensionamento dos trechos de estacas sujeitos a esforços de compressão, tração, flexão, torção ou cisalhamento requer a aplicação das diretrizes estabelecidas na norma NBR 6118 (ABNT, 2023), no caso de estacas de concreto.

Nessa norma, devem ser considerados os valores de resistência característica do concreto, bem como os coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências conforme indicado na NBR 6122 (ALONSO, 2012).

No processo de dimensionamento, é necessário utilizar a capacidade de carga da estaca, selecionando o valor mínimo entre a resistência estrutural do material da estaca e a resistência do solo que a suporta. (PEDREIRA e PACHECO, 2016)

2.2.6.1 Interação solo estrutura

A análise da interação solo-estrutura pode ser realizada por meio de programas de análise estrutural, nos quais o solo é representado por molas que simulam o comportamento das fundações. Essa abordagem, descrita por Khouri (2001) e Crespo (2004), permite considerar a flexibilidade dos elementos de fundação apoiados no solo na resposta da estrutura.

Nos casos em que estacas estão sujeitas a carregamentos horizontais, os métodos da teoria de reação horizontal do solo são amplamente aplicados. Essa teoria assume que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal (y), seguindo um modelo similar a hipótese de Winkler, conforme explicado por Cintra (2002).

➤ Hipótese de Winkler

O modelo de Winkler (1867) propõe que a resposta do solo em um determinado ponto é independente dos deslocamentos das estacas em outros pontos. Esse modelo considera que a resposta do solo é caracterizada por mecanismos discretos, que são independentes entre si, não representando completamente o comportamento contínuo do solo.

O coeficiente de reação horizontal do solo (kh) é influenciado pelas propriedades elásticas do solo e pelas dimensões da área sob a ação da reação do solo da fundação. Estimativas desse coeficiente podem ser obtidas a partir de valores típicos encontrados na literatura, conforme sugerido por Terzaghi (1943).

De acordo com Terzaghi (1955), o coeficiente de reação horizontal do solo (kh) é definido como a razão entre a pressão (p_r) e o deslocamento horizontal correspondente (y). A teoria de Winkler foi aplicada inicialmente a estacas carregadas horizontalmente a partir da década de 1920.

No caso de estacas, o problema se torna mais complexo em comparação com vigas apoiadas elasticamente, uma vez que nas estacas podem existir várias camadas de solo com propriedades distintas (Cintra, 2002). O módulo de reação horizontal do solo (K) é definido como a relação entre a reação do solo (p) e o deslocamento correspondente (y) da estaca, expresso em unidades de força por comprimento da estaca.

Ao analisar estacas sujeitas a carregamentos horizontais, é necessário considerar a rigidez à flexão da estaca (EI) e a rigidez horizontal do solo (E_s , G_s ou k_h). O método da teoria de reação horizontal do solo assume que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca (y), conforme descrito por Cintra (2002) e Diniz (1972).

$$p = k_H \cdot y \quad (\text{Equação 7})$$

Sendo:

p = tensão normal horizontal atuando na frente da estaca

k_H = coeficiente de reação horizontal

y = deslocamento horizontal

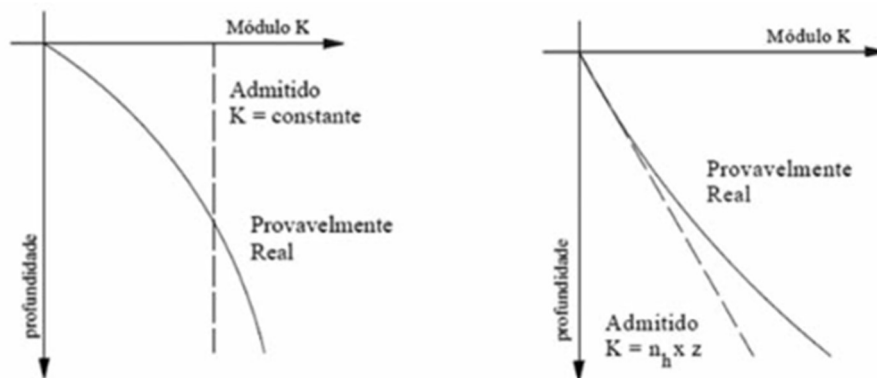
De acordo com Cristian e Puppi (2015), as hipóteses comumente adotadas para a resposta do solo em relação à profundidade são as seguintes: para argilas pré-adensadas, assume-se que o coeficiente de reação horizontal (K) é constante ($n = 0$); para areias, supõe-se que o módulo de elasticidade varia linearmente com a profundidade ($n = 1$) (Figura 9). No caso das areias, a variação do coeficiente de reação pode ser expressa pela equação 8.

$$K = n_h \cdot z \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo:

n_h = constante de reação horizontal do solo

Figura 9 Solos coesivos pré-adensados e areias, siltes e argilas normalmente adensadas



Fonte: Cintra (2002)

2.2.6.2. Dimensionamento à compressão

Uma estaca ou elemento de concreto submetido à compressão axial, com uma força normal de cálculo (N_d) conforme descrito na Equação 17, tem seu esforço equilibrado pela resistência da seção, composta por duas partes: a primeira corresponde à resistência à compressão do concreto e a segunda é necessária para garantir um encurtamento relativo da armadura de 2% (POLILLO, 1981).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), estacas ou tubulões sujeitos a cargas de compressão e tensões dentro dos valores da tabela 4 do item 8.6.3 da norma podem ser executados em concreto não armado, com exceção das armaduras de ligações com bloco. Já os elementos com solicitações que resultem em tensões superiores às indicadas na Tabela 4 devem ser armados, e seu dimensionamento segue as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Assim, de acordo com Alonso (2012), o dimensionamento de elementos comprimidos pode ser realizado utilizando a equação 9:

$$N_d \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} \quad (\text{Equação 9})$$

Sendo:

A_c = área da seção transversal comprimida

A'_s = área da armadura comprimida

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

f_{yd} = resistência de cálculo do aço

N_d = força normal de cálculo ($N_d = N \cdot \gamma_f$)

O coeficiente de majoração, não menor que 1,1, em que h , medido em centímetros, representa o menor lado do retângulo mais estreito que circunscrive a seção da estaca, é dado pela equação 10.

$$\left(1 + \frac{6}{h}\right) \quad (\text{Equação 10})$$

A armadura mínima adotada será de 0,4% da área da seção transversal comprimida da estaca (A_c).

2.2.6.3. Dimensionamento à tração

As estacas do tipo pré modadas são sempre projetadas com armadura para resistir aos esforços de tração durante a cravação, sendo a seção da armadura determinada pela abertura máxima permitida para fissuras, já outros tipos de estacas, são calculadas apenas quando necessário (ALONSO, 2012). Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022), no caso de estacas submetidas à tração e/ou flexão, é necessário verificar a ocorrência de fissuração de acordo com as diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Para esse dimensionamento, pode-se utilizar a equação 11 simplificada proposta por Alonso (2012).

$$w_k = \frac{\emptyset_i}{2 \cdot \eta_b^{-0,75}} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (\text{Equação 11})$$

Sendo:

\emptyset_i = diâmetro da barra na região considerada

n_b = coeficiente de aderência

σ_{si} = tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras

E_{si} = módulo de elasticidade do aço

f_{ctm} = resistência característica média do concreto à tração

Segundo Alonso (2012), os valores de w_k são definidos da seguinte forma:

- 1 (um) para estacas não protegidas em meio agressivo (fissuras até 0,1 mm);
- 2 (dois) para estacas não protegidas em meio não agressivo (fissuras até 0,2 mm);
- 3 (três) para estacas protegidas (fissuras até 0,3 mm).

A armadura longitudinal mínima é determinada pelo item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023), que estabelece a seguinte condição para a armadura longitudinal mínima, conforme a equação 12:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}}\right) \geq 0,004A_C \quad (\text{Equação 12})$$

Sendo:

A_c = área de concreto na zona tracionada

$A_{s/mín}$ = área de armadura mínima

f_{yd} = resistência de cálculo do aço

N_d = força normal de cálculo

2.2.7 Recalque em fundações profundas

No âmbito dos projetos de fundações, é essencial considerar os critérios dos estados limite último (ELU) e dos estados limite de serviço (ELS). O ELU está relacionado à capacidade de carga da estrutura, enquanto o ELS está ligado às restrições impostas ao uso da estrutura. No caso do ELS, quando uma estrutura sofre recalque, os danos resultantes podem afetar os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais, conforme mencionado por Pronunciati (2017).

Nesse contexto, vários autores desenvolveram métodos semiempíricos de cálculo com o intuito de prever a magnitude do recalque em elementos de fundação profunda. Neste trabalho, será utilizado o método proposto por Cintra e Aoki (2010), que busca fornecer uma estimativa do recalque esperado.

Ao adotar o método de Cintra e Aoki (2010), é possível considerar diversos fatores relevantes que influenciam o recalque, como as características do solo, as propriedades da estaca, a configuração do grupo de estacas e os parâmetros de carregamento aplicados. Esse método, embora semiempírico, baseia-se em princípios da mecânica dos solos e da interação solo-estrutura.

Ao realizar o cálculo de recalque utilizando o método de Cintra e Aoki (2010), é importante considerar as limitações e incertezas associadas a esses modelos semiempíricos. Portanto, recomenda-se uma análise criteriosa, levando em conta as condições específicas do projeto, a experiência profissional e a utilização de ensaios de campo e laboratório para complementar as estimativas obtidas.

2.2.7.1 Recalque devido ao encurtamento elástico

Conforme a abordagem de Cintra e Aoki (2010, apud Pronunciati, 2017), para levar em conta o encurtamento elástico de uma estaca, são consideradas a capacidade de carga admissível e o esforço normal resultante do carregamento aplicado. Esse procedimento é baseado em algumas premissas importantes.

A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser maior que a resistência lateral e menor que a capacidade de carga. Isso garante que todo o atrito lateral seja mobilizado e que a resistência de ponta seja mobilizada.

A reação de ponta deve ser menor que a resistência de ponta na ruptura, mas ainda suficiente para equilibrar as forças. Em outras palavras, a soma da reação de ponta com o atrito lateral deve ser igual à carga vertical aplicada no topo da estaca.

Seguindo os critérios acima, ao atribuir os valores do esforço normal da estaca e aplicar a Lei de Hooke, é possível determinar o encurtamento elástico da estaca por meio da equação 13, considerando os parâmetros do material da estaca e a carga aplicada.

$$\rho_s = \frac{1}{A * E_c} * \sum (P_i * L_i) \quad \text{(Equação 13)}$$

Sendo:

Pe = encurtamento elástico da estaca (mm);

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

Ec = módulo de deformabilidade do concreto (MPa);

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

Li = comprimento da camada “i” (m).

Essa abordagem proposta por Pronunciati oferece uma forma mais precisa de estimar o encurtamento elástico da estaca e permite uma análise mais completa do seu comportamento sob as cargas aplicadas.

2.2.7.2 Recalque devido ao solo

No contexto das fundações, é fundamental compreender o comportamento do solo e os efeitos das cargas nas estacas. Segundo Cintra (2010), ao analisarmos o recalque em estacas, devemos considerar a transferência de carga ao longo do fuste e a transmissão da carga para o solo na região da ponta da estaca. Para uma avaliação mais completa, é necessário levar em conta tanto o recalque devido à carga de ponta quanto o recalque devido às cargas laterais.

No caso do recalque devido à carga de ponta, é essencial considerar a reação de ponta, que consiste em uma força vertical aplicada no sentido descendente. Essa força gera tensões nas camadas de solo subjacentes. Ao adotar a hipótese de propagação de tensões na proporção de 1:2 (horizontal e vertical), considerando a espessura do solo subjacente (H) e a distância vertical entre o ponto de aplicação da carga e o topo dessa camada (h), pode-se determinar o acréscimo de tensões usando a equação 14, proposta por Cintra.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi\left(D+h+\frac{h}{2}\right)^2} \quad (\text{Equação 14})$$

Sendo:

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

D = diâmetro da base da estaca (m);

P_p = reação de ponta (kN);

H = espessura da camada subjacente (m);

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

Além disso, é importante considerar o recalque decorrente das cargas laterais. Cintra e Aoki (2010, apud Pronunciati, 2017) ressalta que as reações às cargas laterais também induzem tensões adicionais na camada de solo subjacente. Portanto, para uma análise abrangente, devemos levar em conta o acréscimo de tensões devido a essas reações de resistência lateral, aplicando a equação 15.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi\left(D+h+\frac{h}{2}\right)^2} \quad (\text{Equação 15})$$

Sendo:

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

D = diâmetro da base da estaca (m);

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

H = espessura da camada subjacente (m);

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

Para obter uma estimativa precisa do recalque total do solo (ρ_s), recorreremos à Teoria da Elasticidade (Cintra e Aoki, 2010). Essa abordagem considera uma relação entre tensões e deformações. Utilizando a equação 16, pode-se calcular o recalque do solo levando em consideração as características elásticas do material.

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H \right) \quad \text{(Equação 16)}$$

Sendo:

ρ_s = recalque devido ao solo (mm);

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

H = comprimento da camada subjacente (m);

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

Com base nessas considerações, é possível realizar uma análise mais completa dos recalques em fundações. Essa abordagem integrada, considerando o recalque devido à carga de ponta, as reações laterais e o comportamento elástico do solo, permite uma estimativa mais precisa dos deslocamentos do solo e contribui para o projeto seguro e eficiente das fundações.

2.2.7.3 Análise numérica de recalque (Método dos Elementos Finitos)

O método dos elementos finitos é um procedimento amplamente utilizado para resolver problemas que envolvem equações diferenciais ou integrais, nas quais é necessário determinar a distribuição espacial das variáveis relevantes (Bittencourt, 2012). Esse método divide o domínio da estrutura em pequenas subdivisões chamadas elementos finitos, que são combinados para formar o domínio completo.

Bittencourt (2012) aplicou o método dos elementos finitos no desenvolvimento de uma Ferramenta Numérica para Análise de Fundações (FENF). Essa ferramenta foi projetada para auxiliar no estudo de fundações de radier com estacas. Por meio dessa ferramenta, é possível obter informações como tensões, deformações, deslocamentos, esforços normais e cortantes. Além disso, o programa inclui um algoritmo que identifica a combinação mais adequada de altura do bloco, comprimento e seção das estacas. Os resultados fornecidos pela FENF possibilitam uma análise precisa e abrangente do comportamento da fundação.

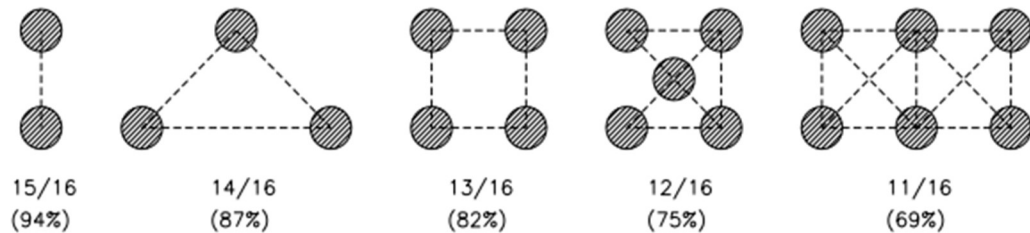
2.2.8 Efeito de grupo

No contexto das fundações, é fundamental considerar o fenômeno do efeito de grupo, conforme estabelecido pela Norma Brasileira NBR 6122 (ABNT, 2022). O efeito de grupo diz respeito à interação entre as estacas que compõem uma fundação, à medida que transmitem as cargas aplicadas ao solo. É necessário comparar o recalque admissível com o recalque resultante do grupo de estacas, levando em consideração que essa interação provoca uma superposição de tensões, resultando em recalques diferentes entre o grupo de estacas e uma estaca isolada para uma mesma carga aplicada. Além disso, deve-se avaliar também a interação entre os diversos grupos de estacas.

Na maioria das fundações por estacas, observa-se a formação de grupos interligados por blocos de coroamento de concreto. No entanto, é importante ressaltar que a capacidade de carga de um grupo de estacas pode ser diferente da soma das capacidades de carga das estacas individuais que o compõem. Esse aspecto é quantificado através do conceito de eficiência de grupo, conforme destacado por Cintra e Aoki (2010).

De acordo com Rebello (2008), a eficiência do grupo diminui à medida que o número de estacas no conjunto aumenta. Cada estaca do grupo tem sua capacidade de carga reduzida em 1/16 para cada estaca vizinha alinhada vertical, horizontal ou diagonalmente, conforme ilustrado na figura 10.

Figura 10 Exemplos de eficiência de grupo de estacas



Fonte: Rebello (2008)

Cintra e Aoki (2010) ressaltam que a eficiência da capacidade do grupo é influenciada pela forma e tamanho do grupo, distância entre as estacas e características do solo e das estacas utilizadas. No que diz respeito ao recalque, observa-se que o recalque em um grupo de estacas tende a ser maior em comparação com o recalque de uma estaca isolada para uma mesma carga aplicada.

De acordo com Bowles (1997), a eficiência de um grupo de estacas pode ser estimada usando a equação de Converse-Labarre, expressa pela equação 17.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \theta \quad (\text{Equação 17})$$

Sendo:

n_1 : número de colunas;

n_2 : número de linhas;

Φ : $\arctan(D/d)$ – em graus

D e d: diâmetro da estaca e espaçamento entre estacas (eixo a eixo), respectivamente

Para determinar a capacidade de carga de um grupo de estacas, é utilizado um coeficiente empírico de eficiência do grupo, representado por η , que pode ser definido da seguinte forma, pela equação 18:

$$\eta = \frac{\text{Capacidade de carga do grupo}}{\sum \text{Capacidade de carga isoladas das estacas do grupo}} \quad (\text{Equação 18})$$

A literatura apresenta uma variedade de valores para a eficiência do grupo, os quais normalmente variam de acordo com o efeito causado no solo durante a execução das estacas, o tipo de solo, o grau de compactação e o espaçamento entre as estacas.

Cintra e Aoki (2010) enfatizam que a prática atual de projetos de fundações por estacas geralmente não considera os potenciais benefícios de uma eficiência de grupo superior a 1. Isso ocorre porque ao levar em conta um aumento na capacidade de carga devido ao efeito do grupo, os recalques podem aumentar. Portanto, na prática, adota-se uma eficiência máxima de 1. No entanto, em situações em que os recalques são pequenos, um incremento na carga devido ao efeito de grupo ($\eta > 1$) poderia resultar em projetos mais eficientes. Embora isso possa levar a maiores recalques, esses recalques ainda poderiam atender aos critérios de segurança e ruptura.

3. METODOLOGIA

O presente trabalho, como apresentado anteriormente, possui o objetivo de dimensionar a base as fundações de um silo armazenador de grãos. Com isso, fez-se necessário analisar as cargas atuantes na estrutura, oriundas da estrutura metálica e a análise dos laudos de sondagem SPT.

O silo estudado será construído na cidade de Ponta Grossa – PR e terá a capacidade para 93000 sacas de grãos. Dentre os modelos existentes no mercado, o escolhido foi o de fundo plano e contém 22 anéis de diâmetro e 22 anéis de altura, com diâmetro aproximado de 20m.

O dimensionamento da base do silo e os blocos de coroamento foram realizados utilizando concreto armado por meio do *software* de cálculo *AutoQI Eberick*, da calculadora RLF-FlexCisTor e detalhado por meio de exportações para o *software Autodesk Autocad*, em conformidade com as normas técnicas nacionais e internacionais mencionadas no referencial teórico.

No que diz respeito às fundações, a escolha foi baseada nos resultados da sondagem SPT e o dimensionamento realizado por meio de planilhas do *Microsoft Excel*.

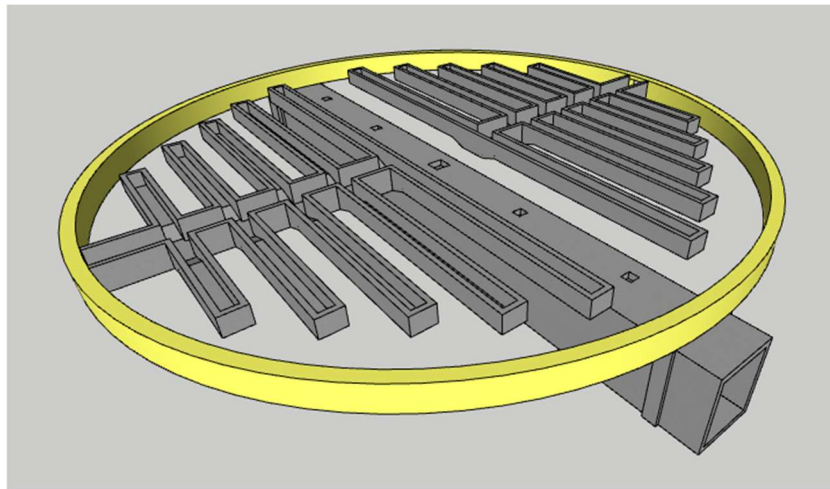
3.1 ANÁLISE DAS CARGAS ATUANTES

Para iniciar a análise, é pertinente observar que as cargas exercidas no silo foram inicialmente determinadas com base no grão de trigo, mesmo que a função original do silo fosse o armazenamento de soja. Essa escolha de ajuste para o grão de trigo foi deliberada em prol da segurança, uma vez que o trigo é reconhecido por sua densidade superior no contexto de estocagem.

Tal adaptação dimensionada será aplicada de maneira consistente em todas as estruturas acessórias da base e no próprio piso. Conseqüentemente, essas estruturas servirão como vias de transmissão para as cargas mencionadas até as respectivas fundações.

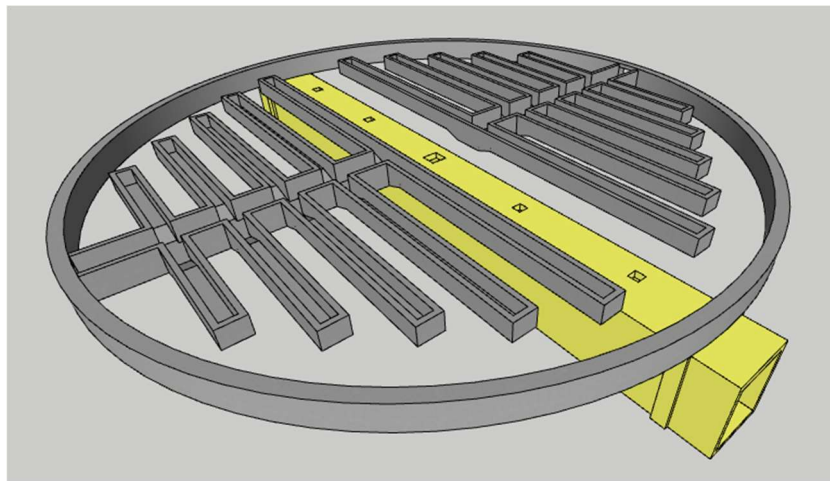
É importante ressaltar que as características e disposições dessas estruturas podem ser apreciadas de forma mais clara nas ilustrações, na figura 11, pode-se observar a viga anel, cerceando o silo, nela serão apoiados os montantes da estrutura metálica, por meio de nichos deixados na concretagem da viga e grauteados posteriormente. Já na figura 12, pode-se verificar o túnel, onde fará o acesso para a retirada dos grãos.

Figura 11 Viga Anel



Fonte: O autor

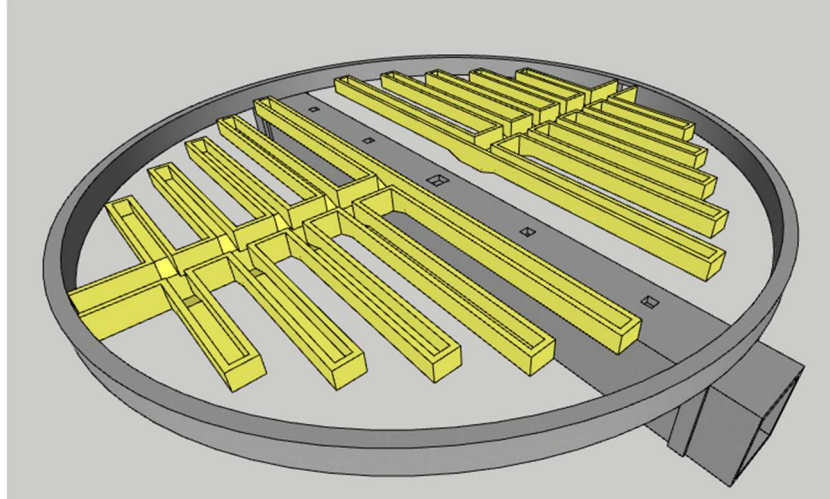
Figura 12 Túnel



Fonte: O autor

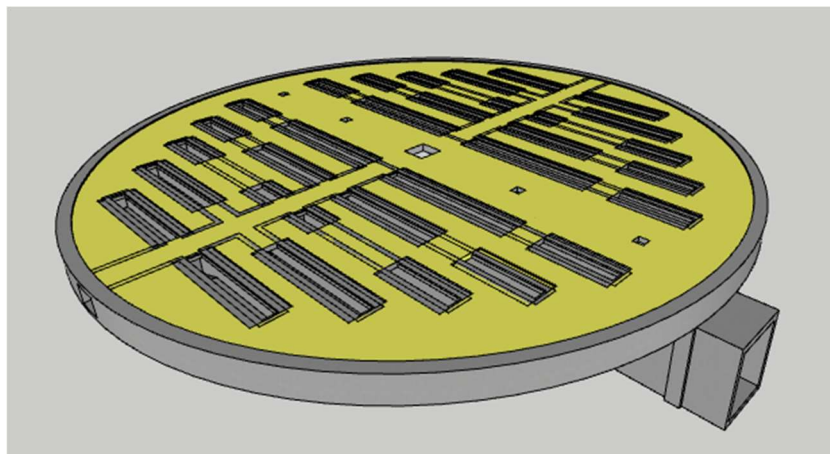
Na figura 13, estão apresentadas as canaletas e dutos de aeração, os quais mantêm o teor de umidade correto dos grãos do silo. Já na figura 14, está representado o piso, onde serão apoiados diretamente os grãos que serão armazenados.

Figura 13 Dutos e canaletas de aeração



Fonte: O autor

Figura 14 Piso



Fonte: O autor

A decisão de adotar o grão de trigo como base para dimensionamento, mesmo considerando o armazenamento principal de soja, é justificada por considerações de segurança e flexibilidade futura. O trigo, por sua densidade notória, é um ponto de referência adequado, pois a eventual necessidade de alterar o tipo de grão a ser armazenado não comprometerá a capacidade de suporte do silo e suas estruturas relacionadas. Portanto, todas as análises e cálculos subsequentes foram realizados com essa premissa, a fim de garantir a integridade estrutural do complexo de armazenamento.

Neste contexto de análise de dimensionamento, é relevante destacar a obtenção de uma tabela de cargas que incorpora diversos fatores de influência crítica. Essa tabela engloba uma variedade de cargas, incluindo aquelas decorrentes de forças de vento, operações de esvaziamento e enchimento, bem como o peso próprio da superestrutura em questão.

A fonte primária dessas informações foi o projeto elaborado pelo engenheiro especializado em estruturas metálicas, cujos dados estão consolidados de maneira sistemática na tabela 9, que serviu como ponto de partida para as análises subsequentes. Tais dados foram um compilado de ações e resultantes provenientes da análise da estrutura pelo engenheiro mecânico, considerando vento, fluxos de esvaziamento e enchimentos e esforços horizontais/transversais.

Tabela 9 Tabela de cargas (base silo fundo plano) para trigo: 764,5 kgf/m³

TABELA DE CARGAS (BASE SILO FUNDO PLANO) P/ TRIGO: 764,5 kgf/m ³				
MODELO	ANÉIS	CARGA ATUANTE NA BASE (ton)	CARGA ATUANTE NO ANEL (ton)	CARGA ATUANTE TOTAL (ton)
22	22	2745	2836	5581

Fonte: O autor

A posse da tabela mencionada permitiu a realização de análises preliminares cruciais no que concerne às cargas, desempenhando um papel instrumental no levantamento das forças a serem consideradas no dimensionamento da estrutura. Parâmetros essenciais, como a área da base e o número de montantes, foram fornecidos com base no layout da base do silo, um recurso para a determinação de propriedades e pré dimensionamentos estruturais. Os resultados dessas análises foram documentados na tabela 10 onde são apresentados de forma sistemática para referência e futuras considerações.

Tabela 10 Análises iniciais das cargas na base e no anel

CONSIDERAÇÕES INICIAIS		
Descrição	Valor	Unidade
Carga no anel	2836	tf
Carga no piso	2745	tf
Número de montantes	44	unid
Área da base	312,9	m ²
Carga por montante	64,45	tf
Carga distribuída no piso	8,77	tf/m ²

Fonte: O autor

Além disso, outras cargas foram avaliadas, com uma distribuição específica nas subdivisões da base, a saber: anel, túnel, dutos de aeração e canaletas de aeração. No contexto do anel, a análise concentrou-se nas cargas decorrentes dos 44 montantes da superestrutura. No que concerne ao túnel, as considerações abrangeram tanto a carga proveniente do aterro com argila compactada quanto aquela associada à distribuição da carga do grão, sendo ainda inclusas as cargas geradas pelas paredes do túnel em concreto.

Adicionalmente, o levantamento abrangeu as cargas atuantes nos dutos e canaletas de aeração, onde se levou em conta a distribuição das cargas dos grãos e a carga aplicada sobre as vigas dos dutos, conforme necessário. Cabe ressaltar que, propositadamente, os cálculos não contemplaram as cargas decorrentes do peso próprio da estrutura, com o intuito de evitar um superdimensionamento desnecessário no processo de incorporação das cargas no software Eberick.

A tabela 11, demonstra o detalhamento desse levantamento de cargas:

Tabela 11 Levantamento de cargas para a estrutura

LEVANTAMENTO DE CARGAS PARA A ESTRUTURA		
VIGA ANEL		
Descrição	Valor	Unidade
Carga por montante	64,45	ton
TÚNEL		
Descrição	Valor	Unidade
Carga do aterro	1,50	t/m ²
Carga do piso superior	0,38	t/m ²
Carga na base (grãos)	8,77	t/m ²
	10,65	t/m ²
Carga nas paredes	1,60	t/m
DUTOS DE AERAÇÃO		
Descrição	Valor	Unidade
Carga na base (grãos)	8,77	t/m ²
Carga sobre vigas	1,32	t/m
CANALETAS DE AERAÇÃO		
Descrição	Valor	Unidade
Carga na base (grãos)	8,77	t/m ²

Fonte: O autor

A carga exercida sobre o anel da estrutura se propaga de forma direta através dos montantes da estrutura metálica. Como resultado desse processo de transmissão, o fabricante fornece orientações para a implementação de fundações específicas em cada eixo dos montantes. Vale ressaltar que essas recomendações são essenciais, a menos que existam circunstâncias excepcionais que impeçam a sua aplicação.

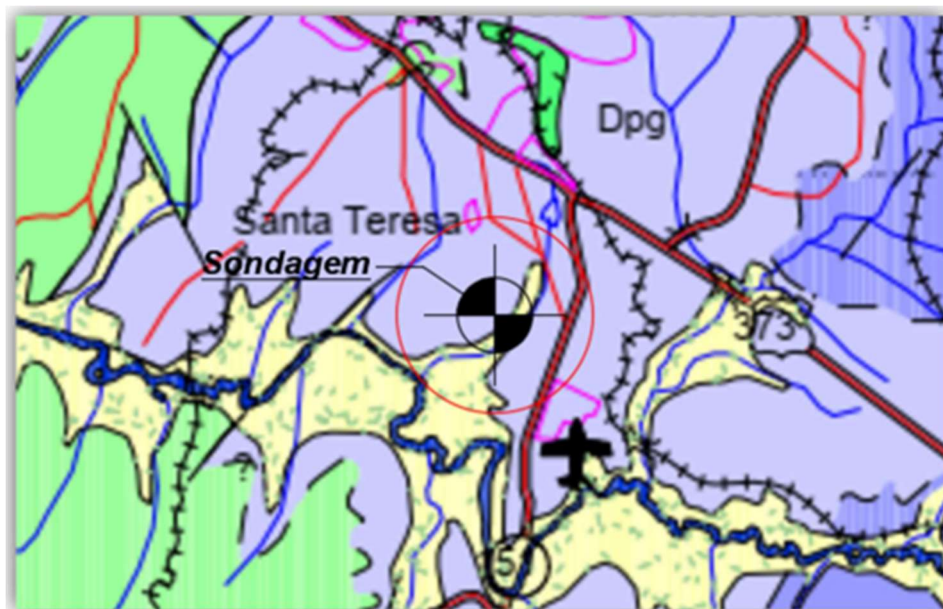
3.2 ANÁLISE DO LAUDO DE SONDAGEM SPT

A implantação do silo no município de Ponta Grossa - PR exige uma análise geotécnica minuciosa do terreno antes do início da construção. Para esse fim, foi conduzida uma campanha de sondagens a percussão baseada no método *Standard Penetration Test* (SPT), conforme as diretrizes estabelecidas pela norma NBR 6484 (ABNT, 2020). O objetivo principal dessa etapa consistiu em obter informações essenciais acerca das características do solo, tais como sua resistência, a profundidade do lençol freático e outras propriedades relevantes para o projeto e dimensionamento das fundações do silo.

A realização de três furos de sondagem teve como finalidade a obtenção de informações representativas do terreno em diferentes pontos da área de construção do silo, em acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020). Essa abordagem tem como intuito identificar possíveis variações na composição e nas propriedades do solo, fornecendo fundamentos sólidos para uma análise precisa e confiável no que tange ao dimensionamento das fundações do silo.

Tais furos foram realizados na região que segundo a Carta Geológica da Folha de Ponta Grossa está localizada em área abrangida pela Formação Ponta Grossa (Grupo Paraná), como pode ser observada na figura 15.

Figura 15 Parte da Carta Geológica da Folha de Ponta Grossa



Grupo Paraná

Dpg - Formação Ponta Grossa - Folhelhos e siltitos cinza escuros, muito micáceos, laminados, com arenitos intercalados.

Fonte: Adaptado pela equipe que realizou as sondagens

A análise dos registros dos furos de sondagem está em total concordância com os dados obtidos na Carta Geológica da Folha de Ponta Grossa. Os furos de sondagem revelaram a presença de camadas de argila silto arenosa com índices de resistência à penetração (NSPT) variando de baixos a intermediários até uma profundidade de aproximadamente 6,00 metros.

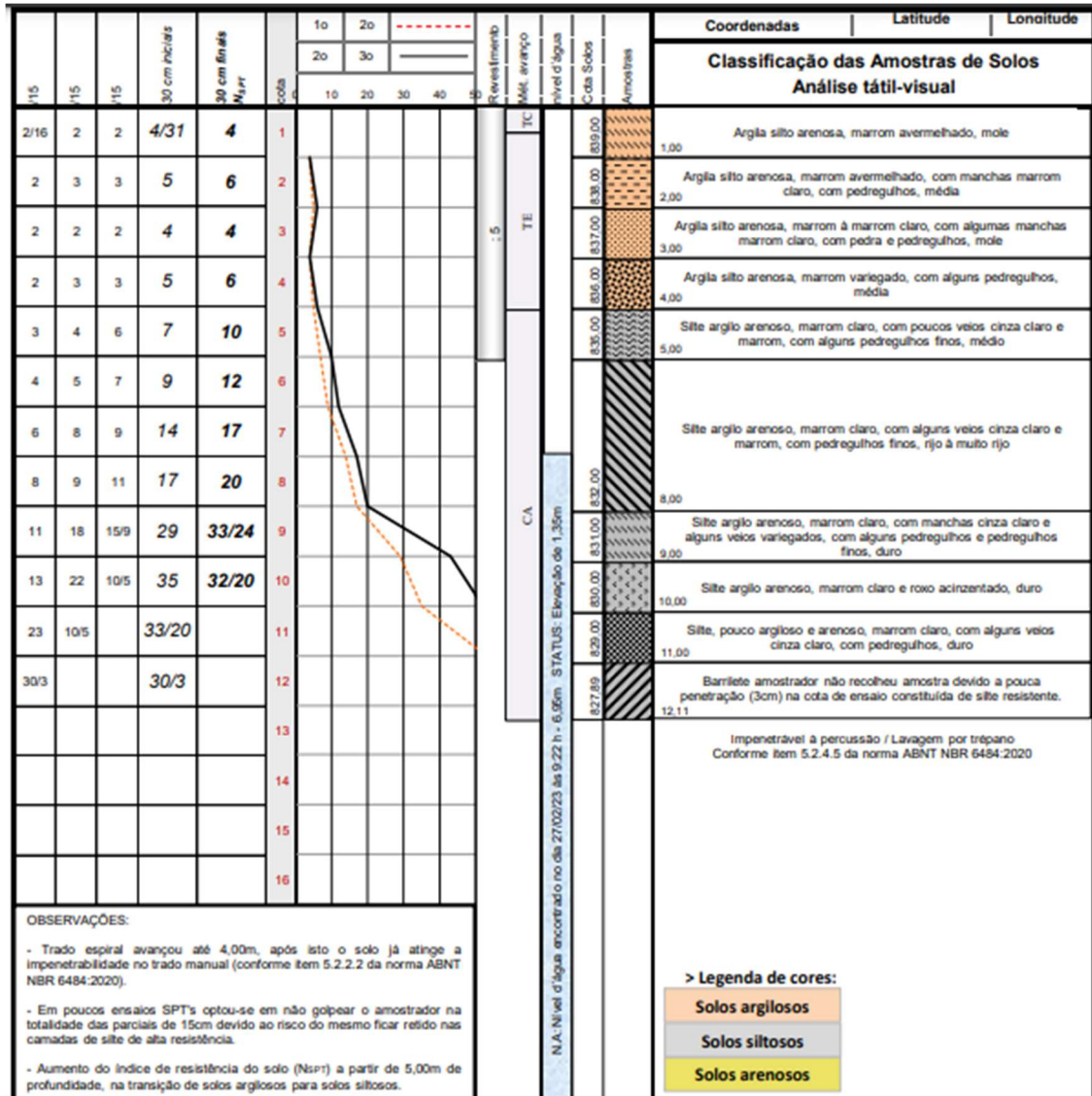
Posteriormente, as sondagens encontraram camadas de silte argilo arenoso com índices NSPT que aumentam gradualmente à medida que a profundidade aumenta, chegando a valores que tornaram a penetração por percussão/lavagem por trépano impraticável em uma profundidade média de 12,93 metros. Além disso, é fundamental ressaltar que, em média, a partir de uma profundidade de 7 metros, o lençol freático se torna uma presença significativa, o que teve implicações significativas para a escolha das fundações a serem utilizadas para silo

O laudo da sondagem não evidenciou a presença de matacões no solo, o que dispensa a necessidade de utilização de equipamentos sofisticados, como detonação, facilitando assim o uso de métodos convencionais de fundações profundas, visto que pelo solo possuir baixa resistência nos primeiros metros, impossibilita a execução de fundações superficiais.

O terreno onde o silo será implantado está localizado em uma área aberta, plana e de fácil acesso, o que facilita a utilização de equipamentos de grande porte durante a execução das fundações. Além disso, não há edificações próximas que possam interferir no processo de construção.

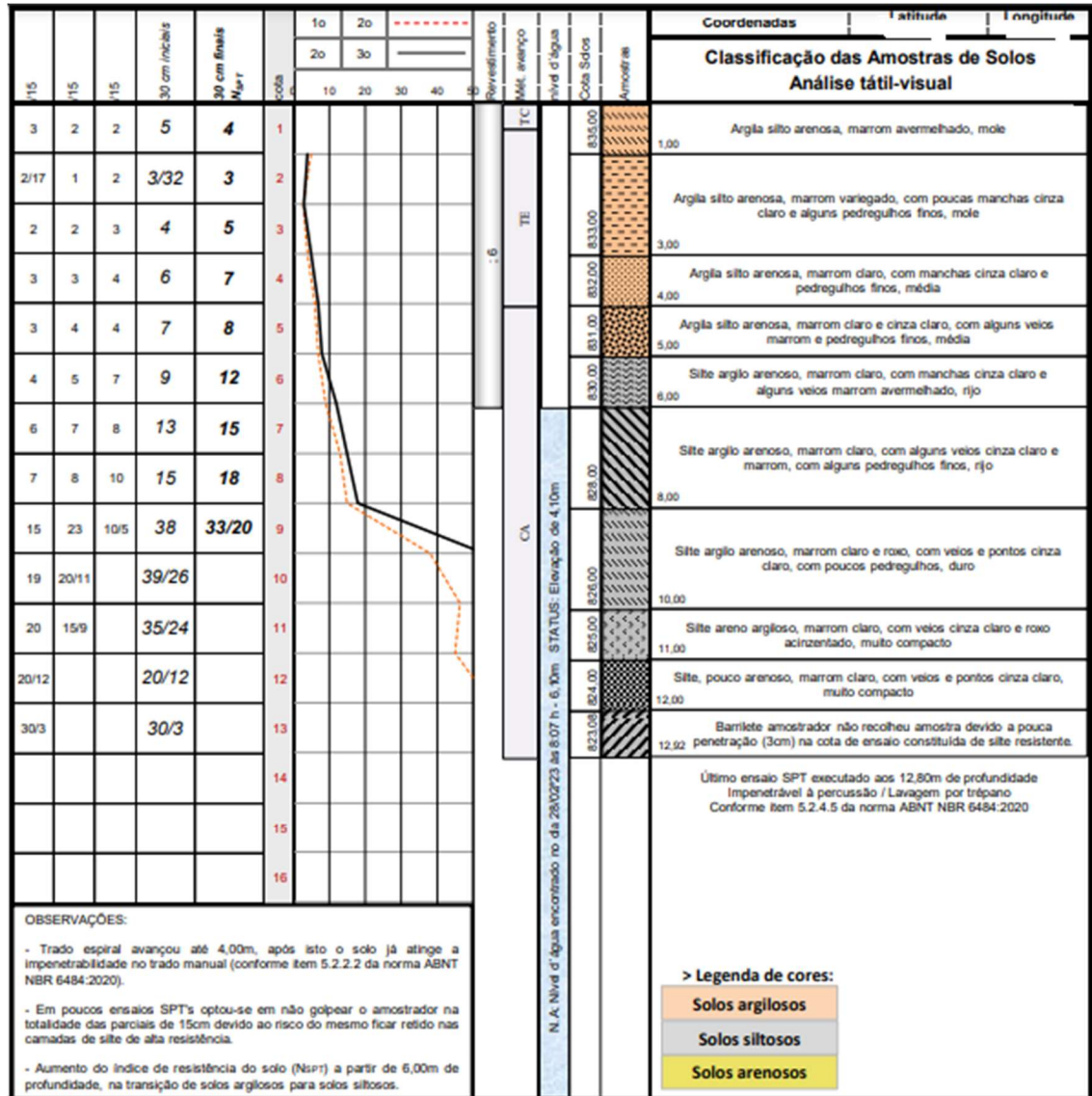
A seguir, nas figuras 16, 17 e 18, apresentam os perfis dos furos de sondagem 01, 02 e 03, respectivamente:

Figura 16 Boletim de sondagem - SPT 01



Fonte: Adaptado de boletim de empresa responsável por sondagens a percussão na cidade de Ponta Grossa – PR.

Figura 17 Boletim de sondagem - SPT 02



Fonte: Adaptado de boletim de empresa responsável por sondagens a percussão na cidade de Ponta Grossa – PR.

Tabela 12 Boletim de sondagem - SPT 03

					1o		2o		3o		4o		5o		6o		7o		8o		9o		10o		11o		12o		13o		14o		15o		16o	
15	15	15	30 cm Parciais	30 cm finais N ₆₀ /PT	Profundidade (m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	
3	4	5	7	9	1																															
2	2	2	4	4	2																															
2/16	2	2	4/31	4	3																															
2	2	3/18	4	5/33	4																															
3	3	4	6	7	5																															
4	4	5	8	9	6																															
6	8	13	14	21	7																															
8	11	15	19	26	8																															
10	12	16	22	28	9																															
11	20	15/9	31	35/24	10																															
13	23	10/5	36	33/20	11																															
20	10/5		30/20		12																															
30/3			30/3		13																															
					14																															
					15																															
					16																															

Coordenadas		Latitude	Longitude
Classificação das Amostras de Solos			
Análise tátil-visual			
825.00	1.00	Aterro de argila silto arenosa, marrom avermelhado escuro, com poucas manchas marrom claro, média	
826.00	3.00	Argila silto arenosa, marrom avermelhado, mole	
825.00	4.00	Argila silto arenosa, marrom alaranjado, com algumas manchas marrom avermelhado e marrom claro, mole	
824.00	5.00	Argila silto arenosa, marrom variegado, média	
823.00	6.00	Argila silto arenosa, marrom claro, com alguns veios e manchas marrom avermelhado, marrom alaranjado e roxo, média	
822.00	7.00	Site argilo arenoso, marrom claro, com veios e manchas marrom alaranjado, roxo e cinza claro à branco, muito rijo	
821.00	8.00	Site argilo arenoso, roxo, com veios e manchas marrom variegado e cinza claro à branco, muito rijo	
820.00	9.00	Site argilo arenoso, marrom claro, roxo e cinza claro, com algumas manchas marrom avermelhado, muito rijo	
819.00	10.00	Site argilo arenoso, roxo, marrom e marrom claro, com poucos veios e manchas marrom avermelhado e cinza claro, duro	
818.00	11.00	Site argilo arenoso, marrom claro, com veios e manchas variegadas, duro	
817.00	12.00	Site argilo arenoso, marrom claro acinzentado, com veios e manchas variegadas, duro	
816.10	12.90	Barrilete amostrador não recolheu amostra devido à pouca penetração (30m) na cota de ensaio constituída por site de alta resistência.	
Último ensaio SPT executado aos 12,80m de profundidade Impenetrável à percussão / Lavagem por trépano Conforme item 5.2.4.5 da norma ABNT NBR 6484:2020			

> Legenda de cores:

- Solos argilosos
- Solos siltosos
- Solos arenosos

OBSERVAÇÕES:

- Trado espiral avançou até 5,00m, após isto o solo já atinge a impenetrabilidade no trado manual (conforme item 5.2.2.2 da norma ABNT NBR 6484:2020).
- Em poucos ensaios SPT's optou-se em não golpear o amostrador na totalidade das parciais de 15cm devido ao risco do mesmo ficar retido nas camadas de site de alta resistência.
- Aumento significativo do índice de resistência do solo (N₆₀/PT) a partir de 7,00m de profundidade, na transição de solos argilosos para solos siltosos.

Fonte: Adaptado de boletim de empresa responsável por sondagens a percussão na cidade de Ponta Grossa – PR.

3.3 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Após uma análise minuciosa dos laudos de sondagem, foi prontamente evidenciada a inviabilidade de empregar fundações superficiais como elemento primordial na estrutura, devido à baixa resistência do solo nos primeiros metros de profundidade. Portanto, entre as opções de fundações profundas, procedeu-se a um pré-dimensionamento que revelou a necessidade de que a fundação ultrapassasse o nível d'água, buscando um diâmetro aceitável com a menor interferência possível em relação a outras fundações do conjunto.

Como resultado, algumas alternativas de fundações profundas foram descartadas devido à impossibilidade de execução sob o nível d'água. Adicionalmente, um fator crítico na seleção do tipo de fundação foi o custo operacional, sendo a escolha primariamente orientada pela busca da alternativa menos onerosa que pudesse atender aos requisitos técnicos estabelecidos.

Nesse contexto, quatro tipos de fundações profundas foram pré-selecionados para consideração: estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, estacas hélice contínua monitorada, estacas pré-moldadas de concreto e estacas metálicas. No entanto, após uma análise mais detalhada, a escolha recaiu sobre a estaca hélice contínua monitorada, uma vez que os momentos fletores aplicados não atingiam níveis significativamente elevados. Isso tornou a estaca hélice contínua monitorada a alternativa preferencial em detrimento das estacas pré-moldadas de concreto e metálicas, embora estas últimas possuam capacidade de resistência substancial a tais esforços.

Além disso, a estaca hélice contínua monitorada demonstrou melhor desempenho em termos de diâmetro da fundação, quando comparada à estaca escavada com fluido estabilizante, visto que para obter a mesma resistência de uma estaca hélice contínua seria necessário um acréscimo de diâmetro de quase quatro vezes, nos testes realizados, o que consideraria um elevado consumo de concreto, além de aumentar a interferência das tensões entre as estacas próximas.

4. RESULTADOS

Inicialmente, o processo de dimensionamento da estrutura foi conduzido com base em critérios específicos estabelecidos pela norma NBR 6128/2023, que aborda as considerações relativas aos materiais empregados e à durabilidade da estrutura. Essa abordagem estruturada constituiu o alicerce para as etapas subsequentes de análise e projeto, fornecendo um arcabouço normativo sólido para as decisões e cálculos realizados, como pode ser verificado na figura 18, em que apresenta a interface do *software AutoQi Eberick*, o qual se configurou as especificações de projeto quanto aos materiais e a durabilidade.

Figura 18 Configurações iniciais de materiais e durabilidade

Materials e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Pavimento
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Quase permanentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	2.5 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	2.5 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Etapas... Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

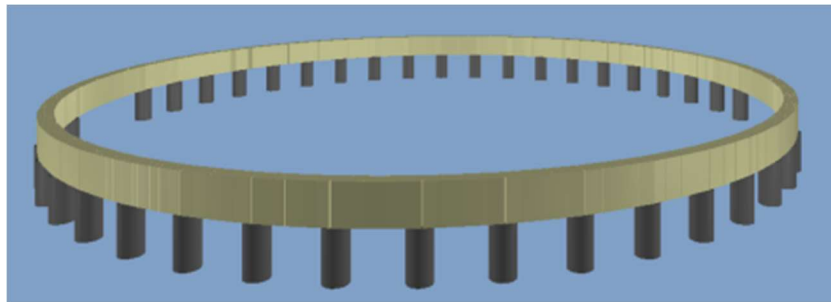
Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

4.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA ANEL

No que diz respeito ao dimensionamento da viga anel, optou-se pelo modelo de viga de coroamento apoiada por estacas (conforme ilustrado na figura 19). O posicionamento das estacas, como mencionado anteriormente, foi determinado com base na disposição dos montantes da superestrutura.

Figura 19 Modelo esquemático da viga anel com estacas



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

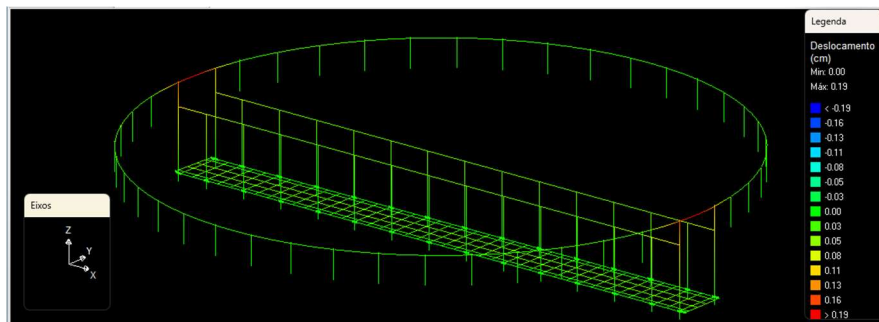
No entanto, devido à presença do túnel, algumas estacas apresentaram deslocamentos em relação ao eixo original dos montantes. Esse deslocamento gerou uma carga adicional, que precisou ser cuidadosamente avaliada durante o processo de dimensionamento da viga e, conseqüentemente, da fundação profunda.

Não foram consideradas as cargas de vento na viga anel devido à sua altura reduzida, que não justifica essa análise. Além disso, apesar de estar sujeito às forças do vento, o montante, responsável por transmitir as cargas à superestrutura, está rotulado em relação ao vínculo de apoio com a viga anel por meio de uma barra de transferência, evitando a transmissão dos momentos fletores solicitados. As cargas de vento do silo vazio já foram calculadas em relação aos valores do projetista da estrutura metálica, eliminando a necessidade de avaliações duplicadas.

As cargas foram aplicadas de maneira concentrada em cada eixo de montante, com um valor de compressão de F_y : -64,45 toneladas-força, acrescido de ações adicionais na direção cartesiana. As verificações referentes à viga anel revelaram que as dimensões propostas de 35x80 centímetros, conforme sugeridas pelo layout, atenderam às demandas impostas, mantendo o valor previamente adotado de f_{ck} de 25 MPa. Essas verificações foram realizadas no contexto da verificação ao Estado Limite Último (ELU).

Adicionalmente, a análise do pórtico não indicou deslocamentos que ultrapassem os limites normativos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023) (conforme ilustrado na figura 20), considerando a verificação ao Estado Limite de Serviço - Deslocamento Excessivo (ELS - DEF). Com base nessas análises, foi possível prosseguir com a etapa subsequente, que envolveu a inserção de um orifício na viga anel para a implementação do sistema de aeração.

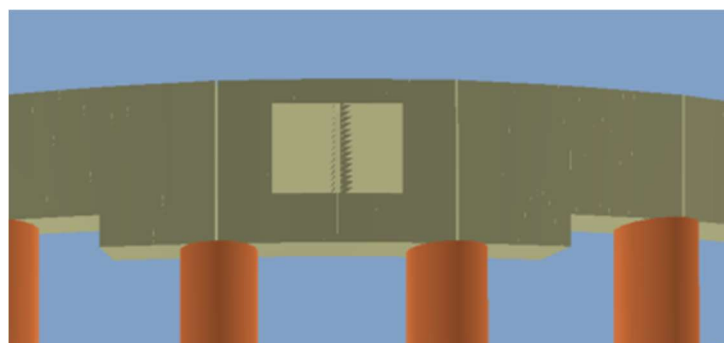
Figura 20 Verificação dos deslocamentos da estrutura da viga anel



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

A abertura destinada ao sistema de aeração apresenta dimensões de 80 cm de largura por 55 cm de altura, o que resulta no comprometimento de 68,75% da área da viga. Para abordar essa questão, foi implementado um aumento na seção da viga em ambas as aberturas de aeração, adotando-se uma configuração de 35 cm x 100 cm (conforme exemplificado na figura 21). Esse ajuste na configuração da viga implicou na criação de duas seções de viga distintas, posicionadas acima e abaixo da abertura para aeração. Essas seções adicionais funcionam como elementos de reforço estrutural, destinados a compensar as demandas de carregamento solicitante.

Figura 21 Aumento da seção da viga anel nas regiões dos furos da aeração



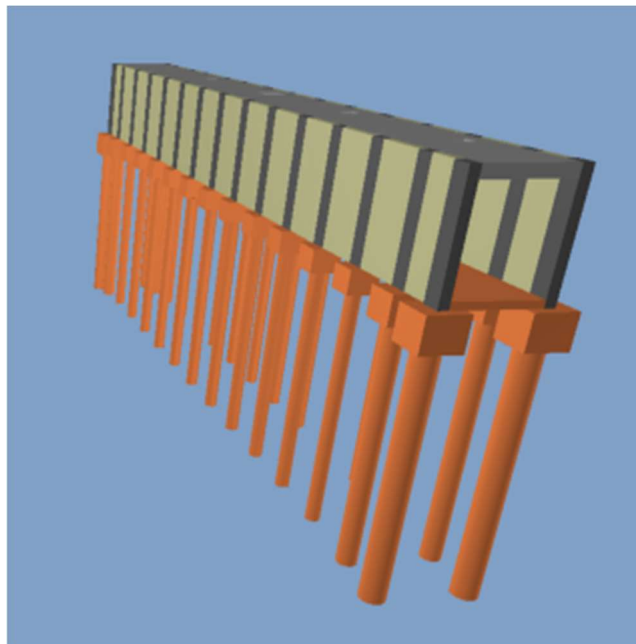
Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Após estas análises, foram verificadas novamente as estruturas por meio do ELU e ELS e então as armaduras otimizadas e detalhadas estando presente no anexo 06.

4.2 DIMENSIONAMENTO DO TÚNEL

O modelo estrutural escolhido para o túnel foi pilares com vigas parede se apoiando em uma fundação de blocos sobre estacas, além disso o piso e laje do túnel foram dimensionados em concreto armado, seguindo os parâmetros exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023), como exemplifica o modelo esquemático presente na figura 22. Os pilares do túnel foram locados a cada 1,5m visando um meio termo entre economia e eficiência para vencer as solicitações de carregamentos.

Figura 22 Modelo esquemático do túnel

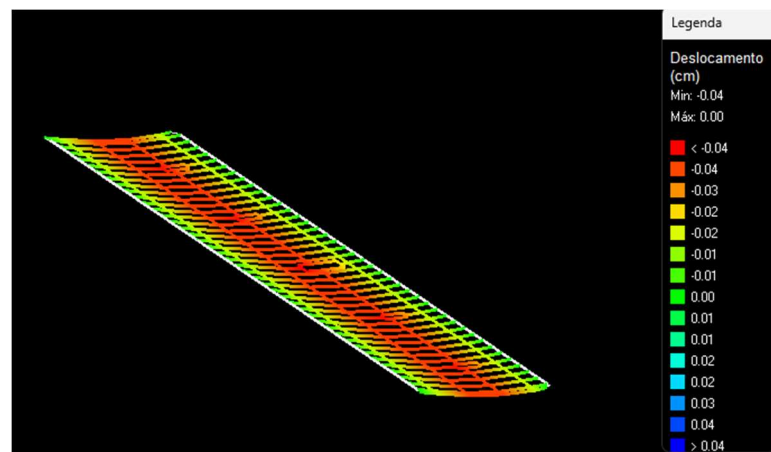


Fonte: O autor por meio do software AutoQI Eberick

A laje do túnel foi projetada com uma espessura de 20 cm, apropriada para acomodar o aterro que será aplicado. As cargas atuantes sobre a laje do túnel foram consideradas, resultando em uma carga adicional de compressão de 106650 kgf/m², levando em conta as cargas anteriormente descritas. Quanto às vigas-parede, foram consideradas cargas adicionais distribuídas linearmente, totalizando 1600 kgf/m.

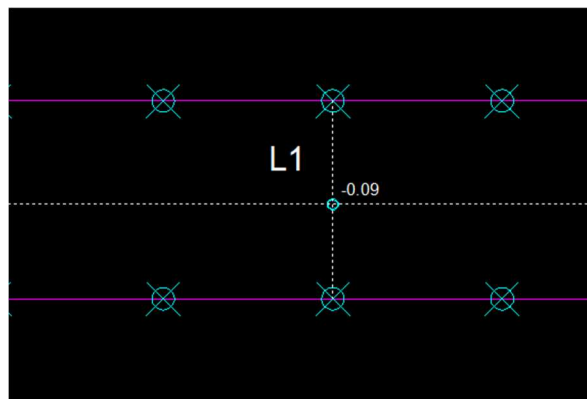
Ao realizar verificações, para satisfazer as exigências de armadura de cisalhamento na laje, optou-se por aumentar a resistência do concreto (f_{ck}) para 30 MPa e a espessura da laje para 25 cm, o que reforçou a rigidez da laje maciça, eliminando a necessidade de armadura adicional para resistir ao cisalhamento. Além disso, durante a análise dos deslocamentos máximos da estrutura no contexto do Estado Limite de Serviço (ELS), os ajustes necessários foram implementados para assegurar a estabilidade e a segurança da estrutura. (figuras 23 e 24).

Figura 23 Verificação dos deslocamentos da estrutura da laje do túnel



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

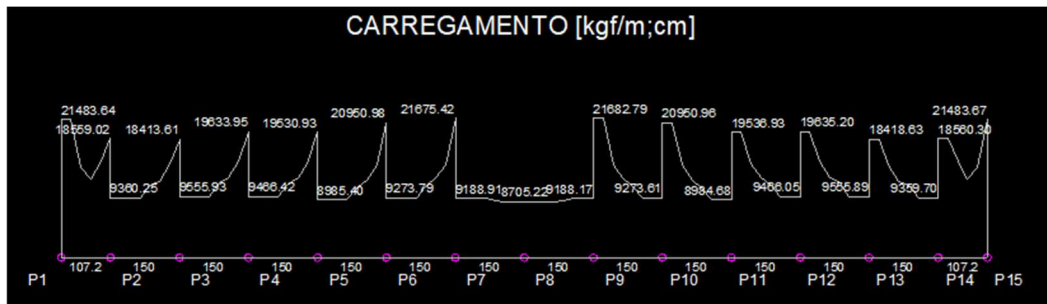
Figura 24 Verificação do deslocamento máximo da estrutura da laje do túnel



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

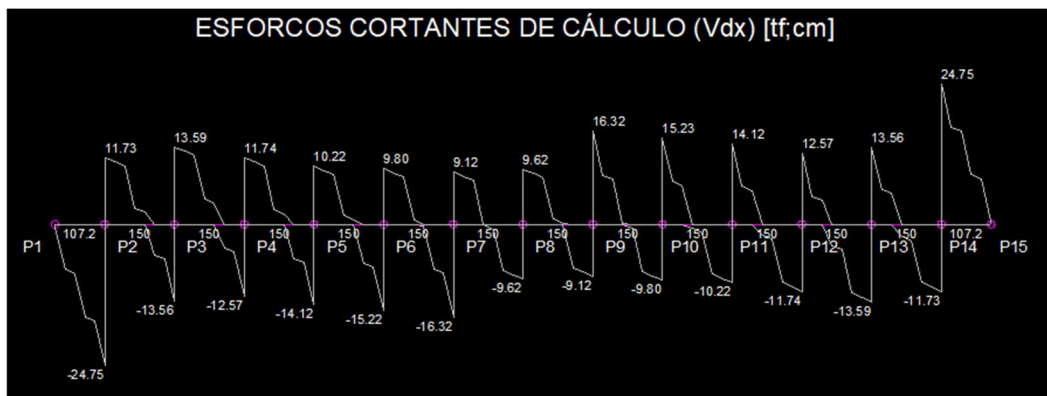
No contexto das duas vigas-parede, a seção manteve a configuração previamente delineada, com dimensões de 15 cm x 235 cm, e passou com êxito nas verificações específicas relacionadas às vigas. Os resultados dessas análises podem ser visualizados nos diagramas de carregamentos, esforços cortantes, momentos fletores e momentos torsores apresentados nas figuras 25, 26, 27 e 28, respectivamente.

Figura 25 Diagrama dos carregamentos na viga parede do túnel (V1)



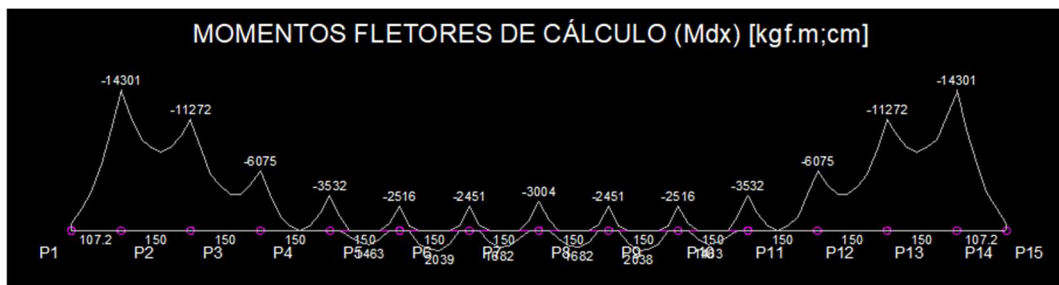
Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Figura 26 Diagrama dos esforços cortantes de cálculo na viga parede do túnel (V1)



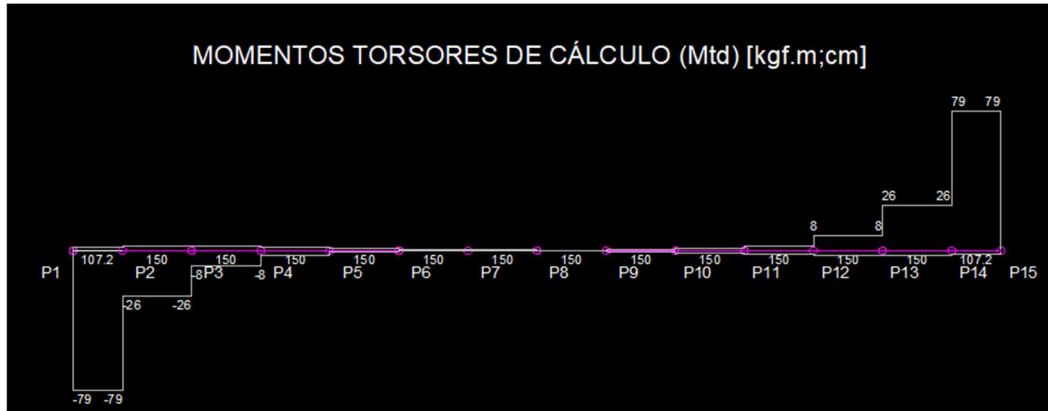
Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Figura 27 Diagrama dos momentos fletores de cálculo na viga parede do túnel (V1)



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

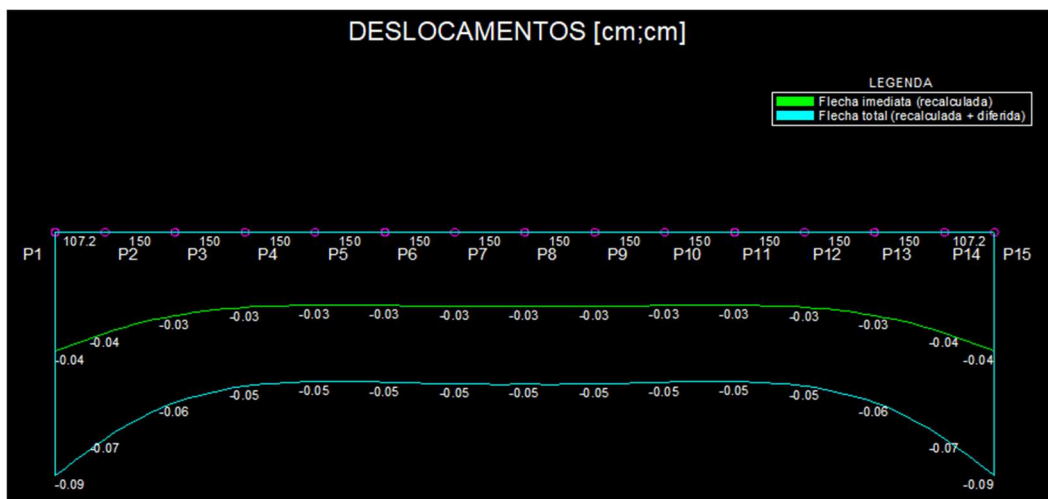
Figura 28 Diagrama dos momentos torsores de cálculo na viga parede do túnel (V1)



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Além disso, é relevante destacar que os deslocamentos induzidos na estrutura foram virtualmente insignificantes, graças à seleção cuidadosa da distância entre os pontos de apoio, conforme pode ser analisada na Figura 29.

Figura 29 Diagrama dos deslocamentos na viga parede do túnel (V1)

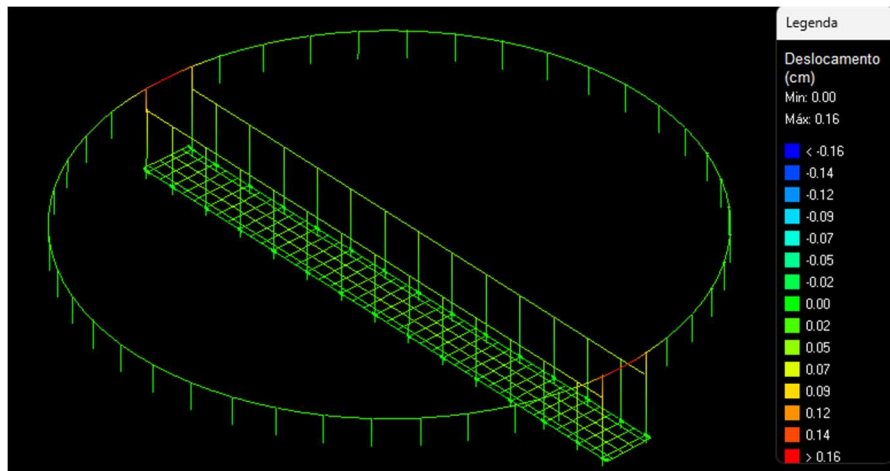


Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

O piso do túnel foi projetado em concreto armado, com uma espessura de 15 cm, estando em contato direto com o solo. As cargas aplicadas sobre o piso do túnel foram calculadas com base nas diretrizes da norma NBR 6120 (ABNT, 2019), que estipula uma carga distribuída acidental de 300 kgf/m² e uma carga distribuída de revestimento de 154,5 kgf/m² para corredores de edificações industriais. Embora o piso do túnel esteja apoiado em vigas e blocos de fundação, uma parte da carga foi considerada passível de dissipação, atuando de forma semelhante a um radier.

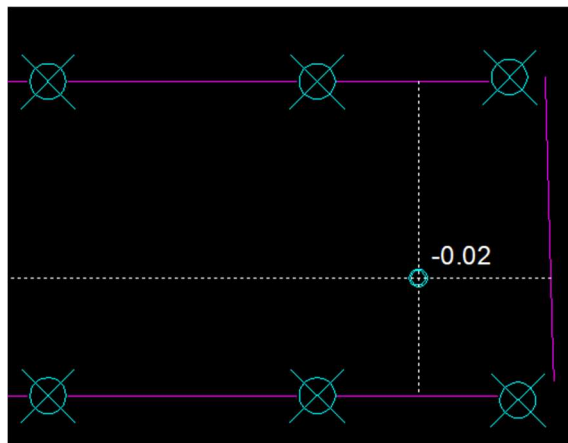
Para essa análise, foi adotado um solo com grau de compactação intermediário, apresentando um coeficiente de recalque vertical de 2000 tf/m^3 e um coeficiente de deslocamento horizontal de $0,01 \text{ tf/m}^3$. A espessura do piso, conforme especificada pelo layout, foi verificada para atender aos requisitos do Estado Limite Último (ELU) e também passou nas verificações de deslocamentos no contexto do Estado Limite de Serviço (ELS), como pode ser analisado nas figuras 30 e 31.

Figura 30 Verificação dos deslocamentos da estrutura do piso do túnel



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Figura 31 Verificação do deslocamento máximo da estrutura do piso do túnel



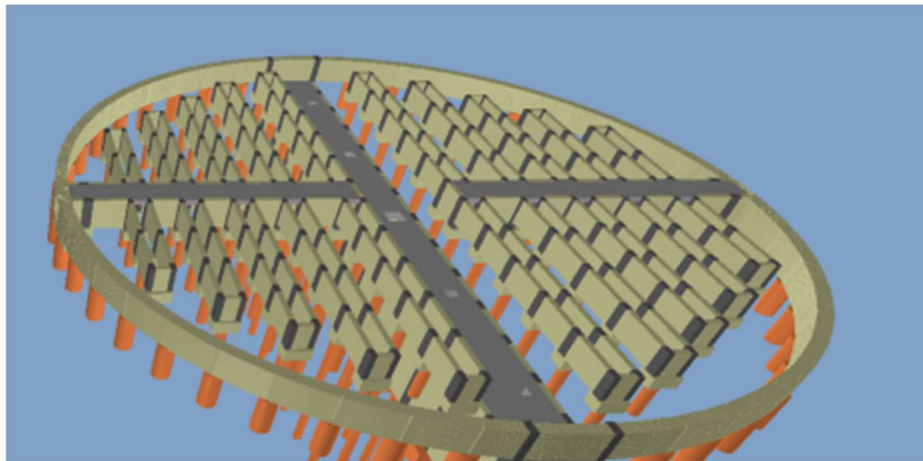
Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

No que se refere aos pilares, as verificações foram conduzidas de forma apropriada, resultando na adoção de seções de 20 cm x 40 cm para os pilares P1, P15, P16 e P30. Para os demais pilares, as demandas de carga foram adequadamente atendidas com seções de 15 cm x 40 cm. Além disso, os blocos de fundação foram dimensionados com base no método das bielas e tirantes, empregando o mesmo software de cálculo estrutural.

4.3 DIMENSIONAMENTO DOS DUTOS E CANALETAS DE AERAÇÃO

O modelo estrutural adotado para os dutos e canaletas de aeração envolveu a utilização de pilares de arranque, com vigas apoiadas sobre uma fundação composta por blocos sustentados por estacas. Adicionalmente, as canaletas de aeração foram projetadas em concreto armado, em estrita conformidade com os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023), conforme demonstrado no modelo esquemático apresentado na figura 32.

Figura 32 Modelo esquemático das canaletas e dutos de aeração



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

No que diz respeito ao lançamento dos pilares, foi estabelecida uma distância mínima de 1,5 metros e máxima de 2 metros, com exceções em situações operacionais especiais. As seções padrão de 15 cm x 30 cm foram adotadas, em conformidade com a largura das canaletas exposta no layout fornecido. Quanto às vigas das canaletas de aeração, que também desempenham o papel de paredes, foram padronizadas com 15 cm de largura e altura variável de acordo com as exigências do layout. A distribuição de cargas para essas vigas considerou o peso do piso do silo, além do peso próprio, dividindo as cargas em faixas de influência entre os dois eixos da canaleta.

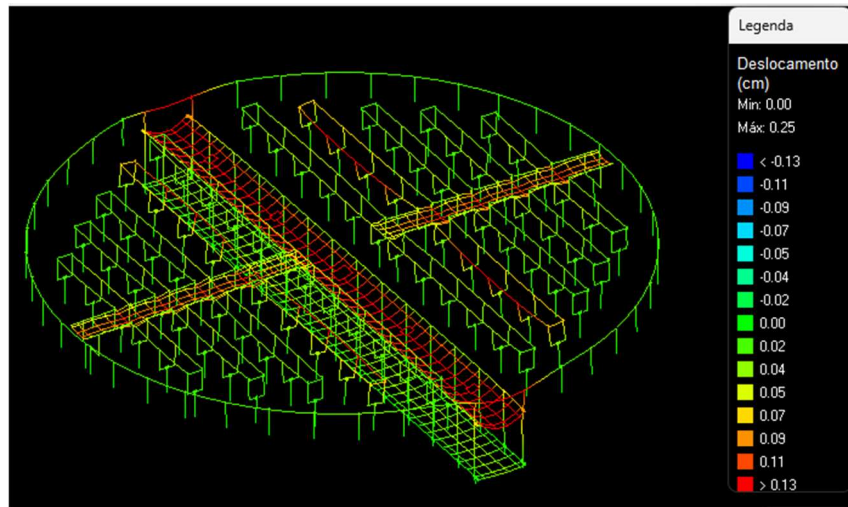
Essas faixas de influência foram subdivididas em duas partes: a primeira, denominada FI1, com uma largura de 75 cm, contribuindo com uma carga adicional distribuída linearmente de 6730 kgf/m; e a segunda, denominada FI2, com uma largura de 85,5 cm, contribuindo com uma carga adicional distribuída linearmente de 7870 kgf/m. As vigas dos dutos de aeração, também utilizadas como paredes, foram padronizadas com 15 cm de largura e altura variável de acordo com os níveis exigidos pelo layout, com uma distribuição de cargas provenientes do piso do silo, transformando-as em cargas adicionais de 1320 kgf/m distribuídas linearmente.

No caso das lajes dos dutos, foram dimensionadas como lajes maciças de 15 cm de espessura, sem contato com o solo, considerando uma carga adicional de compressão de 8770 kgf/m², levando em consideração as cargas anteriormente descritas. Para os pisos dos dutos e canaletas, não foi feito o dimensionamento, visto que esses pisos não possuem função estrutural, servindo apenas como cobertura sobre o solo compactado.

Quanto às fundações, foi adotada uma viga de transição plana conectando os dois pilares próximos e descarregando em uma estaca. O vínculo (estaca com a viga) e o apoio (estaca com o solo) foram considerados engastados. A altura da viga de transição foi definida com base no mínimo exigido pela norma para blocos de coroamento, resultando em um valor que é um múltiplo de 5, arredondado para cima, acrescido do diâmetro da estaca correspondente. Isso foi feito para verificar as bielas de compressão.

Portanto, após as análises de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), os elementos foram dimensionados de acordo com as preconizações da NBR 6118 (ABNT, 2023). Como ilustração, os deslocamentos máximos foram adequadamente atendidos, conforme evidenciado na figura 33.

Figura 33 Deslocamentos da estrutura, com foco nas estruturas responsáveis pela aeração



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

4.4 DIMENSIONAMENTO DO PISO SUPERIOR

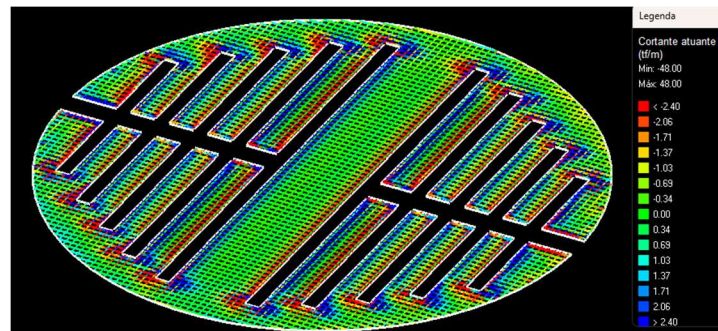
O piso foi projetado com uma espessura de 15 cm, direcionando suas cargas de duas maneiras distintas. A primeira direciona as cargas diretamente para as estruturas de aeração, enquanto a segunda as transfere diretamente para o solo, funcionando essencialmente como uma fundação rasa do tipo radier.

A carga considerada para o piso correspondeu a uma carga adicional distribuída de 8770 kgf/m². O solo em questão foi caracterizado como uma argila medianamente compactada, conforme avaliado por meio do ensaio SPT, apresentando um coeficiente de recalque vertical de 2380 tf/m³ e um coeficiente de deslocamento horizontal de 0,01 tf/m³.

No processo de dimensionamento do piso, houve a necessidade de ajustar o modelo de análise no software AutoQi Eberick para acomodar no mínimo duas barras de grelha nas canaletas de aeração, visando precisão nas considerações. Após a implementação dessas alterações, as armaduras foram dispostas como malhas de distribuição, tornando o processo construtivo mais eficiente e reduzindo custos. Vale ressaltar que, inicialmente, o radier tinha uma espessura de 15 cm e uma resistência de 25 MPa (fck). No entanto, essa resistência não atendia aos requisitos de resistência ao cisalhamento, o que implicaria na necessidade de armaduras específicas para suportar esse esforço. Diante disso, o valor do fck foi aumentado para 30 MPa, resultando na eliminação da necessidade de armaduras para cisalhamento.

A análise das maiores tensões de cisalhamento na estrutura revelou que os pontos críticos estão localizados nas proximidades dos pilares de aeração, como pode-se observar na figura 34. Para garantir a precisão na análise, considerando a real distribuição de esforços, foi calculada a média simples entre o ponto mais crítico e os quatro valores ao seu redor. Esse método proporcionou uma análise por metro linear completa.

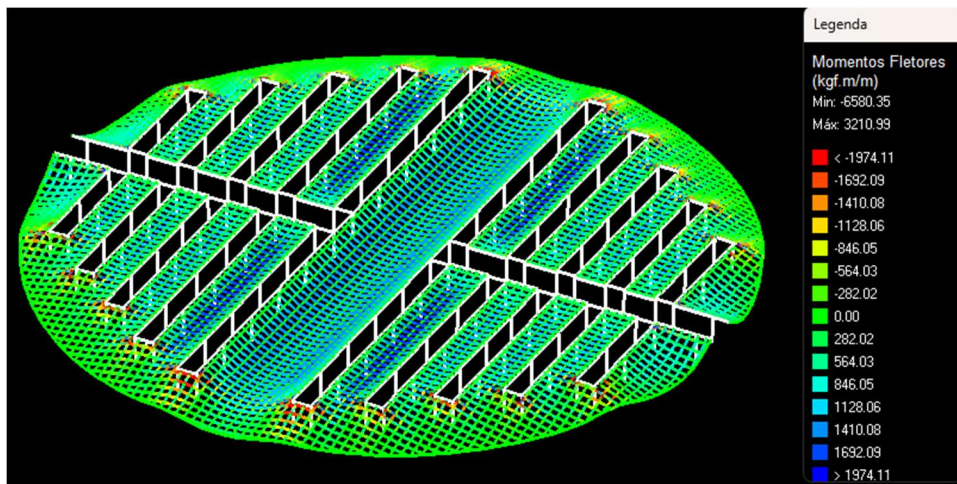
Figura 34 Análise de cortantes atuantes na estrutura do piso superior (grelha de 25x25cm)



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

Foi retirado da análise de grelhas do *AutoQi Eberick* os maiores valores dos momentos fletores positivos e negativos (figura 35), realizando a média entre os cinco valores próximos ao pico do esforço, o que resulta na análise do momento fletor máximo considerando um metro completo. Com isso, a calculadora RLF-FlexCisTor calculou para a flexão simples uma área de aço mínima superior de $4,00\text{cm}^2$ e inferior de $3,32\text{cm}^2$.

Figura 35 Momentos fletores no piso superior (grelha de 25x25cm)



Fonte: O autor por meio do software AutoQi Eberick

4.5 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

No processo de dimensionamento das fundações, optou-se pelo uso de estacas hélice contínua, variando o diâmetro conforme a carga atuante, com a premissa de manter o mesmo diâmetro para estruturas similares na base. A escolha desse tipo de estaca baseou-se em diversos fatores, incluindo o nível da água, considerações de custos, velocidade de execução e disponibilidade local.

Nesse contexto, os cálculos foram conduzidos com base na avaliação da capacidade de carga geotécnica. Esses cálculos se fundamentaram nos dados obtidos a partir de sondagens SPT e foram processados usando planilhas de cálculo no *Microsoft Excel*. Os resultados desses cálculos estão apresentados nas tabelas 13 a 24, fornecendo informações fundamentais para o dimensionamento das fundações.

Tabela 13 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT1)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	41	23	44	85	44
2	6	Argila silto-arenosa	120	720	61	30	113	174	102
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	41	23	132	173	112
4	6	Argila silto-arenosa	120	720	61	30	226	287	189
5	10	Silte argilo-arenoso	200	2000	170	43	408	578	357
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	204	50	565	769	486
7	17	Silte argilo-arenoso	200	3400	288	67	880	1168	749
8	20	Silte argilo-arenoso	200	4000	339	77	1156	1495	974
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	560	120	2036	2596	1706
10	32	Silte argilo-arenoso	200	6400	543	117	2199	2742	1827

Fonte: O autor

Tabela 14 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT1)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	28	23	37	65	35
2	6	Argila silto-arenosa	120	720	42	30	94	137	83
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	28	23	110	138	92
4	6	Argila silto-arenosa	120	720	42	30	188	231	156
5	10	Silte argilo-arenoso	200	2000	118	43	340	458	291
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	141	50	471	613	398
7	17	Silte argilo-arenoso	200	3400	200	67	733	933	614
8	20	Silte argilo-arenoso	200	4000	236	77	963	1199	800
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	389	120	1696	2085	1402
10	32	Silte argilo-arenoso	200	6400	377	117	1833	2210	1504

Fonte: O autor

Tabela 15 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT1)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	18	23	29	47	27
2	6	Argila silto-arenosa	120	720	27	30	75	103	65
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	18	23	88	106	72
4	6	Argila silto-arenosa	120	720	27	30	151	178	123
5	10	Silte argilo-arenoso	200	2000	75	43	272	348	228
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	90	50	377	467	313
7	17	Silte argilo-arenoso	200	3400	128	67	586	715	483
8	20	Silte argilo-arenoso	200	4000	151	77	771	922	631
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	249	120	1357	1606	1106
10	32	Silte argilo-arenoso	200	6400	241	117	1466	1707	1188

Fonte: O autor

Tabela 16 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT1)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	10	23	22	32	19
2	6	Argila silto-arenosa	120	720	15	30	57	72	47
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	10	23	66	76	53
4	6	Argila silto-arenosa	120	720	15	30	113	128	91
5	10	Silte argilo-arenoso	200	2000	42	43	204	247	168
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	51	50	283	334	230
7	17	Silte argilo-arenoso	200	3400	72	67	440	512	356
8	20	Silte argilo-arenoso	200	4000	85	77	578	663	466
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	140	120	1018	1158	818
10	32	Silte argilo-arenoso	200	6400	136	117	1100	1235	880

Fonte: O autor

Tabela 17 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT2)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	41	23	44	85	44
2	3	Argila silto-arenosa	120	360	31	20	75	106	66
3	5	Argila silto-arenosa	120	600	51	27	151	202	129
4	7	Argila silto-arenosa	120	840	71	33	251	323	211
5	8	Argila silto-arenosa	120	960	81	37	346	427	286
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	204	50	565	769	486
7	15	Silte argilo-arenoso	200	3000	254	60	792	1046	673
8	18	Silte argilo-arenoso	200	3600	305	70	1056	1361	888
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	560	120	2036	2596	1706

Fonte: O autor

Tabela 18 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT2)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	28	23	37	65	35
2	3	Argila silto-arenosa	120	360	21	20	63	84	54
3	5	Argila silto-arenosa	120	600	35	27	126	161	106
4	7	Argila silto-arenosa	120	840	49	33	209	259	173
5	8	Argila silto-arenosa	120	960	57	37	288	345	236
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	141	50	471	613	398
7	15	Silte argilo-arenoso	200	3000	177	60	660	836	552
8	18	Silte argilo-arenoso	200	3600	212	70	880	1092	730
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	389	120	1696	2085	1402

Fonte: O autor

Tabela 19 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT2)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	18	23	29	47	27
2	3	Argila silto-arenosa	120	360	14	20	50	64	42
3	5	Argila silto-arenosa	120	600	23	27	101	123	83
4	7	Argila silto-arenosa	120	840	32	33	168	199	137
5	8	Argila silto-arenosa	120	960	36	37	230	267	186
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	90	50	377	467	313
7	15	Silte argilo-arenoso	200	3000	113	60	528	641	434
8	18	Silte argilo-arenoso	200	3600	136	70	704	839	575
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	249	120	1357	1606	1106

Fonte: O autor

Tabela 20 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT2)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	4	Argila silto-arenosa	120	480	10	23	22	32	19
2	6	Argila silto-arenosa	120	360	8	20	38	45	31
3	4	Argila silto-arenosa	120	600	13	27	75	88	61
4	6	Argila silto-arenosa	120	840	18	33	126	143	101
5	10	Argila silto-arenosa	120	960	20	37	173	193	138
6	12	Silte argilo-arenoso	200	2400	51	50	283	334	230
7	17	Silte argilo-arenoso	200	3000	64	60	396	459	320
8	20	Silte argilo-arenoso	200	3600	76	70	528	604	425
9	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	140	120	1018	1158	818

Fonte: O autor

Tabela 21 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 60cm; SPT3)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	9	Argila silto-arenosa	120	1080	92	40	75	167	81
2	4	Argila silto-arenosa	120	480	41	23	88	129	78
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	41	23	132	173	112
4	5	Argila silto-arenosa	120	600	51	27	201	252	167
5	7	Argila silto-arenosa	120	840	71	33	314	385	259
6	9	Argila silto-arenosa	120	1080	92	40	452	544	371
7	21	Silte argilo-arenoso	200	4200	356	80	1056	1412	901
8	26	Silte argilo-arenoso	200	5200	441	97	1458	1899	1232
9	28	Silte argilo-arenoso	200	5600	475	103	1753	2228	1467
10	35	Silte argilo-arenoso	200	7000	594	127	2388	2981	1985
11	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	560	120	2488	2656	2054

Fonte: O autor

Tabela 22 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 50cm; SPT3)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	9	Argila silto-arenosa	120	1080	64	40	63	126	64
2	4	Argila silto-arenosa	120	480	28	23	73	102	63
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	28	23	110	138	92
4	5	Argila silto-arenosa	120	600	35	27	168	203	138
5	7	Argila silto-arenosa	120	840	49	33	262	311	214
6	9	Argila silto-arenosa	120	1080	64	40	377	441	306
7	21	Silte argilo-arenoso	200	4200	247	80	880	1127	739
8	26	Silte argilo-arenoso	200	5200	306	97	1215	1521	1011
9	28	Silte argilo-arenoso	200	5600	330	103	1461	1791	1206
10	35	Silte argilo-arenoso	200	7000	412	127	1990	2402	1634
11	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	389	120	2073	2190	1692

Fonte: O autor

Tabela 23 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 40cm; SPT3)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	9	Argila silto-arenosa	120	1080	41	40	50	91	49
2	4	Argila silto-arenosa	120	480	18	23	59	77	50
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	18	23	88	106	72
4	5	Argila silto-arenosa	120	600	23	27	134	157	109
5	7	Argila silto-arenosa	120	840	32	33	209	241	169
6	9	Argila silto-arenosa	120	1080	41	40	302	342	242
7	21	Silte argilo-arenoso	200	4200	158	80	704	862	581
8	26	Silte argilo-arenoso	200	5200	196	97	972	1168	797
9	28	Silte argilo-arenoso	200	5600	211	103	1169	1380	952
10	35	Silte argilo-arenoso	200	7000	264	127	1592	1856	1290
11	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	249	120	1659	1733	1338

Fonte: O autor

Tabela 24 Dimensionamento geotécnico pelo método de Decourt-Quaresma - Estaca Hélice contínua (DN: 30cm; SPT3)

Prof. (m)	NS PT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtot (kN)	Q/CS (kN)
0	-		0	0	0	10	0	0	0
1	9	Argila silto-arenosa	120	1080	23	40	38	61	35
2	4	Argila silto-arenosa	120	480	10	23	44	54	36
3	4	Argila silto-arenosa	120	480	10	23	66	76	53
4	5	Argila silto-arenosa	120	600	13	27	101	113	81
5	7	Argila silto-arenosa	120	840	18	33	157	175	125
6	9	Argila silto-arenosa	120	1080	23	40	226	249	180
7	21	Silte argilo-arenoso	200	4200	89	80	528	617	428
8	26	Silte argilo-arenoso	200	5200	110	97	729	839	588
9	28	Silte argilo-arenoso	200	5600	119	103	877	995	704
10	35	Silte argilo-arenoso	200	7000	148	127	1194	1342	955
11	33	Silte argilo-arenoso	200	6600	140	120	1244	1286	992

Fonte: O autor

Com base nos dados disponíveis, realizou-se a estimativa da profundidade das estacas de acordo com as cargas que elas deveriam suportar. Uma abordagem consistente foi adotada, considerando três laudos de sondagem SPT, cada um destinado a um terço da base do silo armazenador, alinhando-se com a configuração do projeto. Essa análise foi realizada a partir do método de dimensionamento de Décourt-Quaresma e verificada a favor da segurança com o método de Aoki-Velloso para a profundidade calculada. Os valores de profundidade resultantes estão apresentados no anexo 01, que faz parte do conjunto de pranchas executivas.

Adicionalmente, as estacas foram dimensionadas para resistir a esforços de tração, e os resultados indicaram que as armaduras não precisavam ser maiores que o mínimo exigido pela norma. Contudo, é importante ressaltar que, nas pranchas, foi destacada a necessidade de respeitar a cota de arrasamento da estaca, evitando que a ação do aço seja considerada para o dimensionamento.

Para calcular a área de aço mínima necessária com precisão, utilizou-se a fórmula especificada na NBR 6118 (ABNT, 2023), que estabelece uma porcentagem de 0,4% da área da estaca hélice contínua.

$$A_{smin} = 0,4\% * A_{estaca}$$

(Equação 19)

Nesse contexto, para estacas com diâmetro de 60 cm, foram providenciadas 6 barras de 16 mm cada (totalizando 12,06 cm² de área de aço). Para estacas de 50 cm de diâmetro, utilizaram-se 4 barras de 16 mm (8,00 cm²). Estacas de 40 cm de diâmetro foram reforçadas com 4 barras de 12,5 mm (5,00 cm²), enquanto estacas de 30 cm de diâmetro receberam 4 barras de 10 mm (3,20 cm²) cada. Cada uma dessas barras tem um comprimento de 4 metros, incluindo a parte integrante na viga ou no bloco de fundação, conforme detalhado nos projetos.

Além disso, procedeu-se à análise dos recalques nas estacas dimensionadas, empregando as formulações dos métodos de Cintra e Aoki & Poulos & Davis. Esses cálculos indicaram divergência quanto a estimativa de recalques, como apresentados nas tabelas de 25 a 27. Com isso, recomenda-se o monitoramento dos recalques durante a vida útil da estrutura, devido à alta carga de permanência e fluxo do silo.

Tabela 25 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 01

(continua)

ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
E1	50	663	9	8,45	6,15
E2	50	660	9	8,35	6,12
E3	50	660	9	8,35	6,12
E4	50	663	9	8,45	6,15
E5	50	660	9	8,35	6,12
E6	50	661	9	8,38	6,13
E7	50	661	9	8,38	6,13
E8	50	660	9	8,35	6,12
E10	50	660	9	8,35	6,12
E12	50	660	9	8,35	6,12
E14	50	658	9	8,29	6,1
E16	50	670	9	8,66	6,21
E20	60	883	9	10,82	1,82
EA1	30	150	7	2,68	0,9
EA2	30	150	7	2,68	0,9
EA3	30	275	8	4,58	1,37
EA4	30	204	8	3,61	1,05
EA5	30	204	8	3,61	1,05
EA6	30	275	8	4,58	1,37
EA7	30	150	7	2,68	0,9
EA9	30	243	8	3,82	1,21
EA10	30	240	8	3,77	1,2
EA11	30	191	7	3,39	0,99
EA12	30	191	7	3,39	0,99
EA13	30	240	8	3,77	1,2
EA14	30	242	8	3,8	1,2
EA15	30	143	7	2,56	0,86
EA19	30	221	8	4,48	1,14
EA20	30	185	7	3,29	1,12
EA21	30	185	7	3,29	1,12
EA22	30	225	8	4,76	1,16
EA23	30	217	8	4,18	1,12
EA24	30	222	8	4,55	1,15
EA25	30	137	7	2,46	0,83

Tabela 25 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 01

(conclusão)

ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
EA30	30	216	8	4,11	1,12
EA31	30	216	8	4,11	1,12
EA32	30	290	8	3,94	1,29
EA33	30	274	8	4,51	1,37
EA34	30	291	8	3,96	1,3
EA35	30	162	7	3,59	0,98
EA41	30	234	8	3,68	1,17
EA42	30	234	8	3,68	1,17
EA43	30	273	8	4,44	1,36
EA44	30	264	8	4,13	1,32
EA45	30	264	8	4,13	1,32
EA46	30	278	8	4,79	1,39
EA47	30	165	7	3,81	0,99
P2	50	440	8	4,44	4,08
P11	30	195	8	3,46	1,01
P12	30	195	8	3,46	1,01
P13	30	192	8	3,41	0,99
P14	30	188	8	3,34	0,97
P15	30	187	8	3,32	0,97
P16	30	204	8	3,61	1,05
P17	40	263	8	4,5	0,64

Fonte: O autor

Tabela 26 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 02

(continua)

ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
E22	60	881	9	10,39	1,81
E24	50	577	9	5,04	5,35
E26	50	669	9	8,19	6,2
E28	50	659	9	9,19	6,11
E30	50	660	9	7,9	6,12
E32	50	660	9	7,9	6,12
E33	50	660	9	7,9	6,12
E34	50	660	9	7,9	6,12
E35	50	660	9	7,9	6,12
E36	50	660	9	7,9	6,12
E37	50	660	9	7,9	6,12
E38	50	660	9	7,9	6,12
E39	50	663	9	8	6,15
E40	50	663	9	8	6,15
EA53	30	234	8	5,26	1,21
EA54	30	234	8	5,26	1,21
EA55	30	273	8	4,25	1,36
EA56	30	264	8	4,11	1,32
EA57	30	265	8	4,13	1,33
EA58	30	278	8	4,53	1,39
EA59	30	165	7	2,72	0,85
EA64	30	216	8	4,27	1,12
EA65	30	216	8	4,27	1,12
EA66	30	290	8	5,23	1,45
EA67	30	274	8	4,29	1,37
EA68	30	291	8	5,28	1,45
EA69	30	162	7	2,67	0,84
EA73	30	221	8	4,55	1,14
EA74	30	185	7	3,04	0,96
EA75	30	185	7	3,04	0,96
EA76	30	221	8	4,55	1,14
EA77	30	221	8	4,55	1,14
EA78	30	222	8	4,61	1,15
EA79	30	137	7	2,33	0,83
EA81	30	242	8	3,78	1,21

Tabela 26 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 02

(conclusão)					
ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
EA82	30	240	8	3,75	1,2
EA83	30	191	7	3,14	0,99
EA84	30	191	7	3,14	0,99
EA85	30	240	8	3,75	1,2
EA86	30	242	8	3,78	1,21
EA87	30	143	7	2,68	0,86
EA88	30	150	7	3,18	0,9
EA89	30	275	8	4,35	1,37
EA90	30	204	8	3,55	1,05
EA91	30	204	8	3,55	1,05
EA92	30	275	8	4,35	1,37
EA93	30	150	7	3,18	0,9
EA94	30	150	7	3,18	0,9
P4	50	598	8	5,79	5,54
P24	30	192	8	3,15	0,99
P25	30	192	8	3,15	0,99
P26	30	187	8	3,07	0,97
P27	30	180	8	2,96	0,93
P28	30	180	8	2,96	0,93
P29	30	212	8	4,03	1,1
P30	40	319	8	3,07	0,83

Fonte: O autor

Tabela 27 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 03

(continua)

ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
E9	50	660	9	7,83	6,12
E11	50	660	9	7,83	6,12
E13	50	658	9	7,77	6,1
E15	50	670	9	8,14	6,21
E17	50	562	9	4,61	5,21
E19	60	883	9	10,33	1,82
E21	60	881	9	10,28	1,81
E23	50	577	9	4,93	5,35
E25	50	669	9	8,11	6,2
E27	50	659	9	7,8	6,11
E29	50	660	9	7,83	6,12
E31	50	660	9	7,83	6,12
EA8	30	143	7	2,78	0,86
EA16	30	137	7	2,66	0,83
EA17	30	222	8	3,98	1,15
EA18	30	217	8	3,62	1,12
EA26	30	162	7	3,13	0,98
EA27	30	291	8	5,06	1,45
EA28	30	274	8	4,28	1,37
EA29	30	290	8	4,99	1,45
EA36	30	165	7	3,19	0,99
EA37	30	278	8	4,34	1,39
EA38	30	265	8	4,15	1,32
EA39	30	264	8	4,13	1,32
EA40	30	273	8	4,27	1,36
EA48	30	165	7	3,19	0,99
EA49	30	278	8	4,34	1,39
EA50	30	265	8	4,15	1,32
EA51	30	264	8	4,13	1,32
EA52	30	273	8	4,27	1,36
EA60	30	162	7	3,13	0,98
EA61	30	291	8	5,06	1,45
EA62	30	274	8	4,28	1,37
EA63	30	290	8	4,99	1,45
EA70	30	137	7	2,66	0,83

Tabela 27 Estimativa de recalques pelo método de Cintra e Aoki & Poulos & Davis – SPT 03

(conclusão)					
ESTACA	DIÂMETRO (cm)	CARGA APLIADA (KN)	PROFUNDIDADE DA ESTACA (m)	RECALQUE C&A (mm)	RECALQUE P&D (mm)
EA71	30	222	8	3,98	1,15
EA72	30	217	8	3,62	1,12
EA80	30	143	7	2,78	0,86
P1	50	440	8	3,65	4,08
P3	50	598	8	5,72	5,54
P5	40	263	8	3,44	0,68
P6	30	204	8	3,41	1,06
P7	30	187	8	3,14	0,97
P8	30	188	8	3,15	0,97
P9	30	192	8	3,22	0,99
P10	30	195	8	3,27	1,01
P18	40	319	8	3,85	0,77
P19	30	212	8	3,54	1,1
P20	30	180	8	3,08	0,93
P21	30	180	8	3,08	0,93
P22	30	187	8	3,14	0,97
P23	30	192	8	3,22	0,99

Fonte: O autor

5. CONCLUSÃO

Conclui-se que o dimensionamento da estrutura da base e das fundações foi realizado com precisão, levando em consideração os carregamentos de peso próprio, bem como as cargas fornecidas pelo fabricante do silo. É importante observar que o projeto da base e fundações do silo foi concebido de acordo com as cargas cedidas pelo engenheiro calculista da estrutura metálica, o qual considerou as cargas de vento, fluxos e outras necessárias para o bom dimensionamento.

O solo em questão demonstrou uma camada de assentamento de estacas com elevada resistência, garantindo a capacidade necessária para suportar as cargas geradas pela estrutura.

Os softwares especializados desempenharam um papel fundamental ao auxiliar nos cálculos e detalhamentos dos elementos de transição. A viga anel de coroamento foi concebida como uma viga apoiada em estacas, o túnel foi projetado como uma laje, suportada por pilares e vigas-parede, responsáveis por transmitir as cargas para os blocos de coroamento e, posteriormente, para as estacas. A aeração, por sua vez, foi calculada como vigas e pilaretes responsáveis por transmitir as cargas para uma laje que, por sua vez, descarrega as forças em vigas de transição chatas e, por fim, nas estacas. O piso foi dimensionado considerando que a maior parte de suas cargas é absorvida pelas vigas da aeração, enquanto uma fração menor é suportada diretamente pelo solo, funcionando efetivamente como um radier.

O anel de coroamento possui uma largura de 0,35 m e uma altura de 0,8 m, com uma exceção na área da aeração, onde a seção aumenta para 1 m de altura, abrangendo um comprimento total de aproximadamente 33 m.

O piso superior apresenta uma espessura de 0,15 m, com resistência característica de 30 MPa, abrangendo uma área total de aproximadamente 312,90 m². Esse piso foi projetado para servir como base de sustentação para os grãos armazenados no silo.

O túnel possui uma laje com 25 cm de espessura e fck de 30 MPa. As vigas-parede apresentam uma seção de 15x235 cm, com fck de 25 MPa. Os pilares, em sua maioria, possuem uma seção de 15x40 cm, com exceção nas proximidades da abertura da aeração, onde a dimensão é de 20x40 cm, sendo que todos possuem fck igual a 25 MPa.

Além disso, o piso do túnel foi dimensionado de acordo com as cargas típicas de corredores industriais, em conformidade com a norma NBR 6120 (ABNT, 2019). Embora descarregue parte de sua carga nos blocos de fundação, muitas áreas do piso são apoiadas diretamente sobre o solo, o que justificou o dimensionamento como um radier.

As canaletas e dutos de aeração foram dimensionados com vigas de seção de 15x70 cm e pilares de seção 15x30 cm, todos com f_{ck} de 25 MPa, apoiados em vigas de transição chatas com dimensões variáveis. Vale ressaltar que os pisos das canaletas não possuem função estrutural, sendo projetados apenas para permitir a passagem de ar pressurizado.

No que diz respeito às estacas, estas foram dimensionadas para resistir a esforços de compressão centrada, sendo que foi aplicada uma armadura mínima nos primeiros 4 metros de cada estaca, cumprindo as recomendações da norma NBR 6122 (ABNT, 2022).

Para o projeto do silo em questão, foram necessárias 164 estacas Hélice Contínua, com diâmetros variando entre 30 cm e 60 cm, distribuídas no anel de coroamento, na aeração e no túnel, com profundidades variando de 7 a 9 metros, de acordo com as especificações. Estimou-se que a execução do projeto exigirá aproximadamente 341,35 m³ de concreto, 9443,06 kg de aço CA-50, 733,9 kg de aço CA-60 e 1384,35 m² de forma.

Como sugestão para futuras pesquisas, recomenda-se a realização de um estudo comparativo entre o dimensionamento de silos de concreto e silos metálicos, bem como a análise de suas respectivas influências nas fundações. Esse tipo de estudo poderá fornecer *insights* valiosos para projetos futuros na área de engenharia de fundações e silos.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2°. ed. São Paulo: Blucher, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: 2020 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: 2023 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: 2019. Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: 2022. Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: 1983. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17066:2022 Silos metálicos de chapas corrugadas**, Rio de Janeiro, 2022.
- BALZAN, A. R.; RAMIRES, F. B.; JÚNIOR, L. D. S. L. **Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de silos graneleiros em aço**. Brazilian Journal of Development, Curitiba, 2021.
- BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: [s.n.], 2016.
- BIANCHIN, D. **Fundações para bases de silos metálicos de fundo plano**. Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do RioGrande do Sul. Ijuí, 2013.
- BITTENCOURT, D. M. A. **Construção de uma Ferramenta Numérica para Análise de Radiers Estaqueados**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Federal de Goiás, Goiânia/GO, 2012.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. Singapore: The McGraw-Hill Companies, 1997.
- CALIL, C. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo**. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos - SP, 2007.
- CARSON, J.; CRAIG, D. **Silo design codes: Their limits and inconsistencies**. Procedia Engineering 102, Tyngsboro - MA, 2015.
- CHRISTAN, P.; PUPPI, R. **Estudo da interação solo-estaca sob carregamento horizontal**. Geotecnia n° 133, Março 2015.
- CINTRA, J. C. **Carregamento Lateral em Estacas**. Oficina de Textos. Departamento de Geotecnia, São Carlos - SP, 2002.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONAB. **Perspectivas para a agropecuária.** Companhia Nacional de Abastecimento. Brasília, p. 151. 2022.

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, 1978.

DINIZ, R. A. C. **Análise de Esforços em Estruturas Apertadas com Fundações em Estacas.** Tese (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro, 1972.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 1 – actions on structures – part 4: silos and tanks.** EN 1991-4, Bruxelas, 2006.

FALCONI, F.; CORRÊA, N.; ORLANDO, C. **Fundações: teoria e prática.** 3º. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

FANK, M. Z. *et al.* **Coeficiente de transferência de carga nas fundações de silos verticais cilíndricos.** Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Campina Grande - PB, 2015.

FANK, M. Z. **Pressões em silos verticais cilíndricos metálicos: determinação experimental e cálculos teóricos por normas estrangeiras,** Campina Grande - PA, 2017.

FILHO, J. F. **Uma Introdução ao Estudo dos Silos.** Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1985., p. 472

FREITAS, E. D. G. A. **Estudo teórico e experimental das pressões em silos cilíndricos de baixa relação altura.diâmetro e fundo plano.** Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

GOMES, F. C. **Estudo teórico e experimental das ações em silos horizontais.** Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2000.

GOMES, W. R. V.; GARCIA, J. R. **Influência do Efeito de Grupo na Interação Solo-Fundação Estaqueada.** XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas - SP, 2020.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

JENIKE, A. W. **Storage and flow of silos.** University of Utah. Bulletin 123. Engineering Experiment Station, Salt Lake City, 1964.

KHOURI, M. E. **Contribuição ao projeto de estacas e de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Univ. de São Paulo., São Paulo, 2001.

KOCK, M. A. **Dimensionamento de um silo metálico com fundo plano para armazenamento de soja.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, Pato Branco - PR, 2018.

LOPES, L. F. A.; PASSINI, L. D. B. **Dimensionamento de fundações radier considerando o efeito dos recalques medidos.** XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas - SP, 2020.

- LORENZI, V. **Principais fundações para silos**. Master em Silos, 2022.
- MACHADO, A. Q. D. C. **Estudo da otimização da fundação de um silo de fundo plano com estacas escavadas**. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2022.
- MARANGON, R. **Fundações: teoria e prática**. 2°. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- MEDEIROS, M. A. S. **Estudo experimental do comportamento de silos cilíndricos em aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.
- MELGES, J. C. **Fundações de edifícios**. São Paulo: Oficina de Textos, 1995.
- NETO, P. A. M. **Projeto de fundação de silo de armazenagem de grãos - estudo de caso**. CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG, Varginha, 2018.
- PATURCA, E. Y. **Caracterização das estruturas de armazenagem de grãos: um estudo de caso no Mato Grosso**. Grupo de Pesquisa e Extensão em Logística Agroindustrial – ESALQ-LOG, Piracicaba, 2014.
- PEDREIRA, L. S.; PACHECO, T. M. **Programa para cálculo de capacidade de carga e dimensionamento estrutural de estacas**. Xv sepa - Seminário Estudantil de Produção Acadêmica, UNIFACS, Feira de Santana, 2016.
- PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Paulo, 2007.
- POLILLO, A. **Dimensionamento de Concreto Armado**. 4°. ed. São Paulo: Livraria Nobel S.A. Editora, v. 2, 1981.
- PRUNUNCIATI, P. L. **Recalques em fundações profundas – Análise em estaca hélice**. REEC – Revista eletrônica de engenharia civil, Volume 14, São Paulo, Janeiro 2018.
- RAMOS, A. A. **Implantação de unidade armazenadora de grãos: um estudo de caso sobre fundações de silos**. Universidade Estadual do Maranhão, Balsas - MA, 2018.
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.
- SAFARIAN, H. G.; HARRIS, H. G. **Structural Design for Dynamic Loads**, New York: Wiley, 1985.
- SCALABRIN, L. A. **Dimensionamento de silos metálicos para armazenagem de grãos**. Universidade E.
- SCOLARI, D. D. G. **Produção agrícola mundial: o potencial do Brasil**. Revista da Fundação Milton Campos, Brasília, 2006.
- SIGAUD, R. L. M. **Armazenagem de grãos em silos**. Nobel, São Paulo, 2009.
- SILVA, L. M. C. D. **Análise de métodos semi-empíricos aplicados ao dimensionamento de estacas**. Universidade de Brasília, Brasília, 2016.
- SOBRINHO, J. B. M. *et al.* **Fundações**. 4°. ed. São Paulo: Pini, 2016.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons Inc. New York: [s.n.], 1943.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**. 4°. ed. [S.l.]: Geotechnique, v. 5, 1955.

APÊNDICE 01

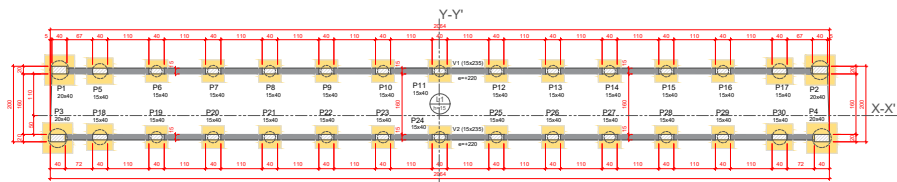
Planta de locação e detalhamento das estacas.

APÊNDICE 02

Planta de cargas.

APÊNDICE 03

Planta de formas do pavimento piso do túnel e pavimento laje do túnel.



Forma do pavimento Piso do Túnel (Nível -220)

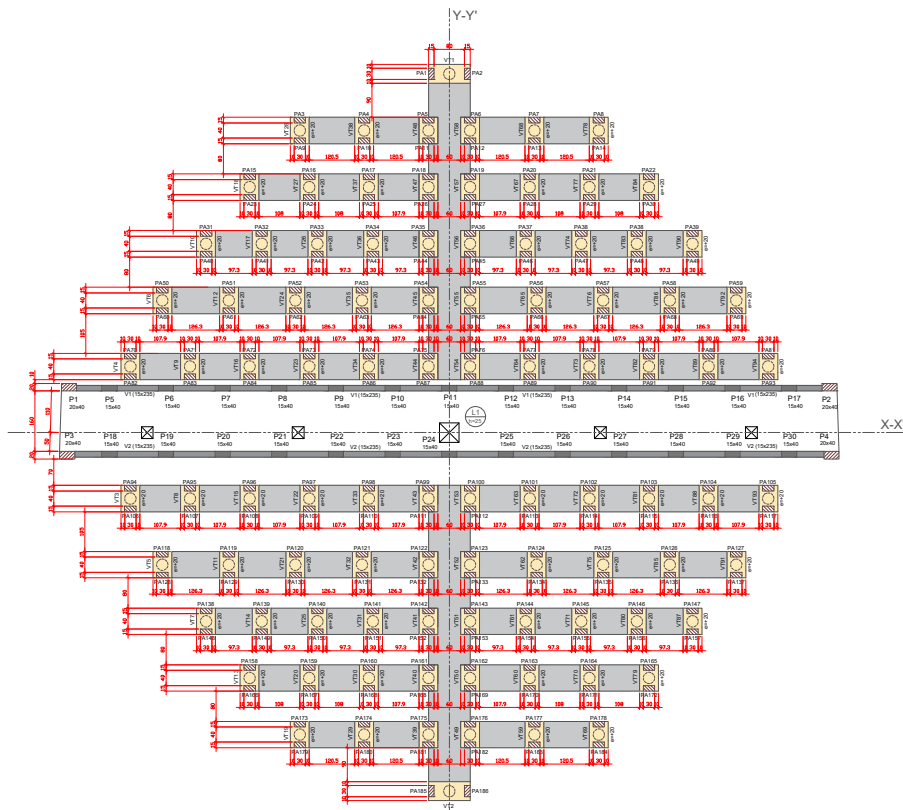
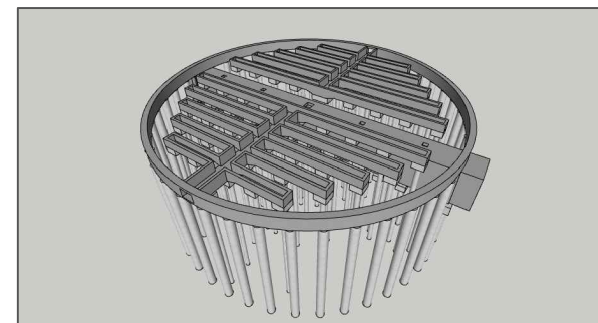
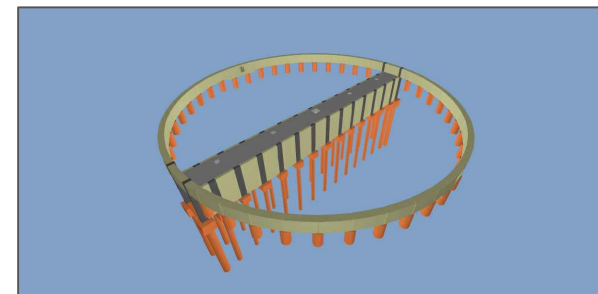
Tela			
Nome	Suprte	Quantidade	Medida
V1	15x235	2	1,2
V2	15x235	0	0,0
V22	15x235	15	2,25

Laje							
Nome	Tip	Alcun	Extens	Slab	Area	Volume	
L1	Moldura	15	222	222	375	154	300

Componentes das paredes			
Nome	Tip	Quant	Medida
W1	15x235	15	2,25

Tela			
Nome	Suprte	Quantidade	Medida
P1	20x40	0	0,00
P2	20x40	0	0,00
P3	20x40	0	0,00
P4	20x40	0	0,00
P5	20x40	0	0,00
P6	20x40	0	0,00
P7	20x40	0	0,00
P8	20x40	0	0,00
P9	20x40	0	0,00
P10	20x40	0	0,00
P11	20x40	0	0,00
P12	20x40	0	0,00
P13	20x40	0	0,00
P14	20x40	0	0,00
P15	20x40	0	0,00
P16	20x40	0	0,00
P17	20x40	0	0,00
P18	20x40	0	0,00
P19	20x40	0	0,00
P20	20x40	0	0,00

Legenda das placas	
[Hatched]	Plar que press



Forma do pavimento Laje do Túnel (Nível 0)

Tela			
Nome	Suprte	Quantidade	Medida
V1	15x235	2	1,2
V2	15x235	0	0,0
V7	20x40	0	0,0
V7-20	20x40	0	0,0
V7-30	20x40	2	2,4
V7-30	20x40	13	3,12

Laje							
Nome	Tip	Alcun	Extens	Slab	Area	Volume	
L1	Moldura	15	222	222	375	154	300

Componentes das paredes			
Nome	Tip	Quant	Medida
W1	15x235	15	2,25

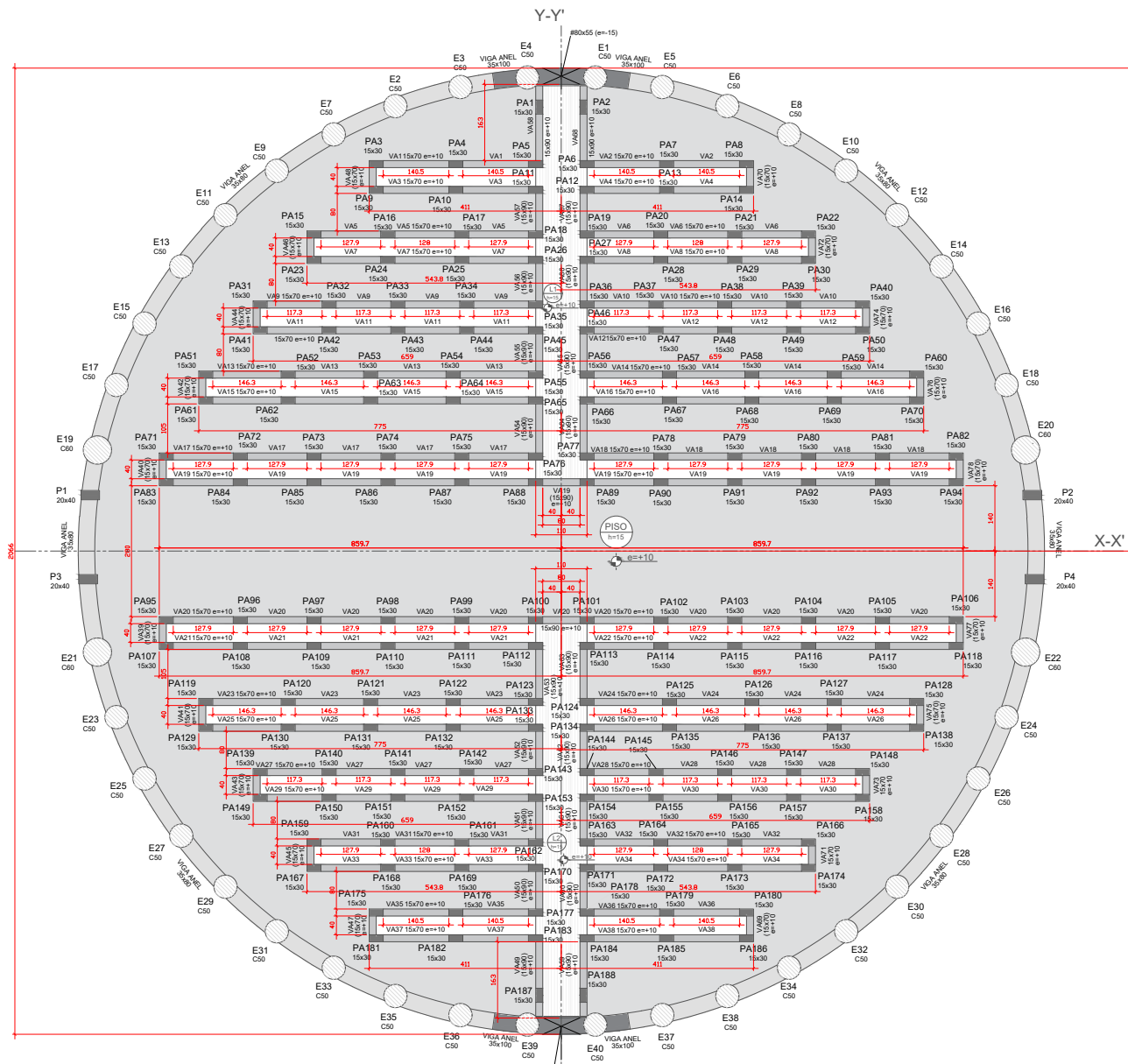
Legenda das placas	
[Hatched]	Plar que press
[Hatched]	Plar que reusa

- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e eixos estão indicadas em metros, exceto onde indicado;
 - 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
 - 3) Concreto: C20 (faixa 30MPa) e C30 (faixa 30MPa), como indicado;
 - 4) Cobertura de estacas de 40mm;
 - 5) Cobertura de blocos de 30mm;
 - 6) Cobertura de placas de 30mm;
 - 7) Cobertura de vigas de 30mm;
 - 8) Cobertura de lajes de 30mm;
 - 9) Cobertura de raios de 30mm;
 - 10) Utilizar transporte de no mínimo 3 gomos de tela eletrodoada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222			
CONTÉUDO	FORMA DO PAVIMENTO PISO DO TÚNEL FORMA DO PAVIMENTO LAJE DO TÚNEL	FOLHA	03 / 12
AUTOR	GUSTAVO DE OLIVEIRA FERREZ RODRIGUES	DATA	20/11/2023
PROJETADO	GUSTAVO DE OLIVEIRA FERREZ RODRIGUES	ESCALA	1:1
REVISADO	GUSTAVO DE OLIVEIRA FERREZ RODRIGUES	REVISÃO	01
APROVADO	GUSTAVO DE OLIVEIRA FERREZ RODRIGUES	ROD	

APÊNDICE 04

Planta de formas do pavimento viga anel e piso superior



Forma do pavimento Viga Anel e piso superior(Nível 80)

escala 1:50

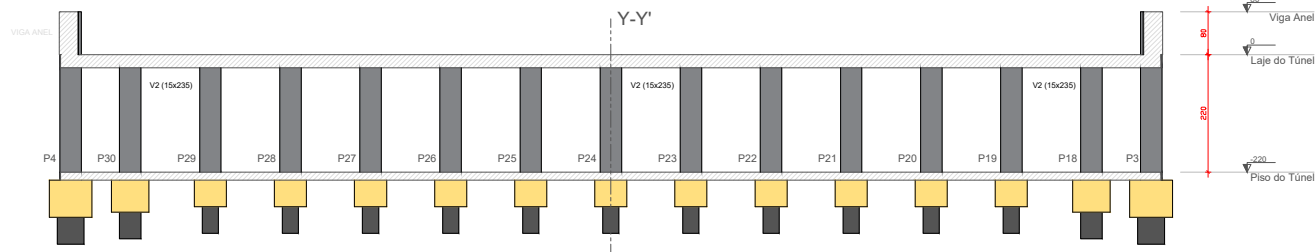
NOTAS GERAIS:

- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas;
- 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
- 3) Concreto: C25 (fck 25MPa)
- 4) Cobrimento de estacas de 40mm
- 5) Cobrimento de blocos de 30mm
- 6) Cobrimento de pilares de 30mm
- 7) Cobrimento de vigas de 30mm
- 8) Cobrimento de lajes de 30mm
- 9) Cobrimento de radiers de 30mm
- 10) Utilizar transpasse de no mínimo 3 gomos de tela eletrosoldada.

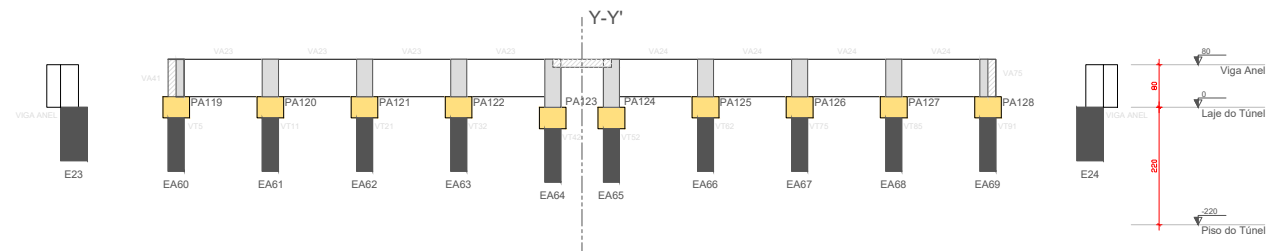
PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222			
CONTEUDO: . FORMA DO PAVIMENTO VIGA ANEL . FORMA DO PISO SUPERIOR.	FOLHA: 04 / 12		
AUTOR: GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES	OBRA: _____	DATA: 20/11/2023	DESENHO: GUSTAVO C. M. RODRIGUES
PROPRIETÁRIO: _____	ESCALA: INDICADA	REVISÃO: R03	

APÊNDICE 05

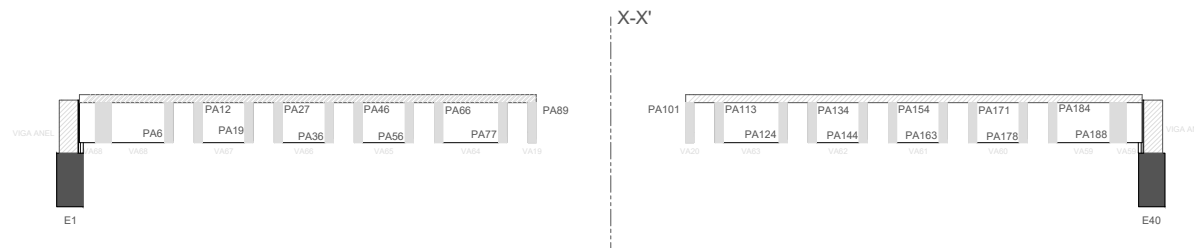
Planta com os cortes A-A, B-B e C-C



Corte A-A
escala 1:50




Corte B-B
escala 1:50



Corte C-C (Viga Anel)
escala 1:50

NOTAS GERAIS:

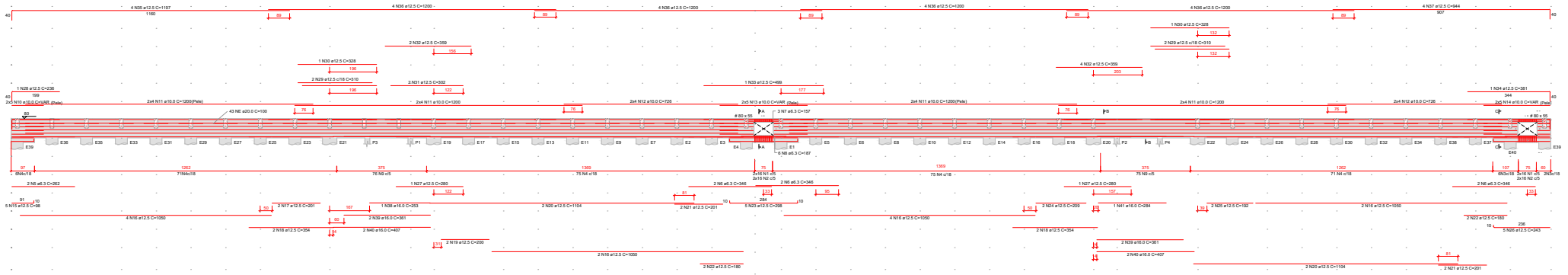
- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas;
- 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
- 3) Concreto: C25 (fck 25MPa) e C30 (fck 30MPa), como indicado. Cobrimento de estacas de 40mm
- 4) Cobrimento de blocos de 30mm
- 5) Cobrimento de pilares de 30mm
- 6) Cobrimento de vigas de 30mm
- 7) Cobrimento de lajes de 30mm
- 8) Cobrimento de radiers de 30mm
- 9) Utilizar transpasse de no mínimo 3 gomos de tela eletrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222	
CONTEÚDO: • CORTE A-A • CORTE B-B • CORTE C-C	FOLHA: 05 / 12 
AUTOR: GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES	OBRA: DATA: 20/11/2023
PROPRIETÁRIO:	DESENHO: GUSTAVO C. M. RODRIGUES ESCALA: INDICADA REVISÃO: R03

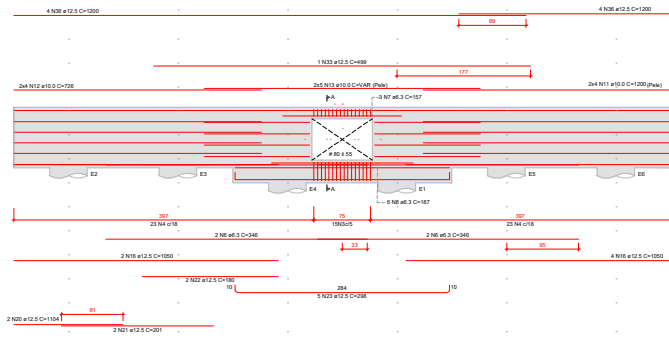
APÊNDICE 06

Planta com os detalhamentos da viga anel.

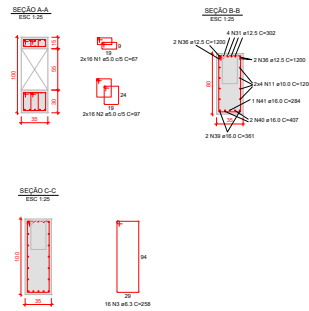
VIÇA ANEL
ESC. 1/25



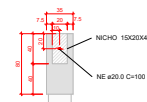
DETALHE DA ENTRADA DA AERAÇÃO
ESC. 1/25



DETALHE SEÇÃO NORMAL DO ANEL
ESC. 1/25



DETALHE NICHOS DA VIÇA ANEL
ESC. 1/25



RELAÇÃO DO AÇO

PROJ.	Nº	ESM.	QUANT.	CLASSE	DIAM.	C.TOTAL
C.A.S.D.	1	10	2	A500	10	628
	2	10	64	A500	10	2038
	3	10	232	A500	10	7478
	4	10	210	A500	10	6718
	5	10	210	A500	10	6718
	6	10	12	A500	10	384
	7	10	182	A500	10	5818
	8	10	12	A500	10	384
	9	10	232	A500	10	7478
	10	10	12	A500	10	384
	11	10	182	A500	10	5818
	12	10	12	A500	10	384
	13	10	182	A500	10	5818
	14	10	12	A500	10	384
	15	10	12	A500	10	384
	16	10	12	A500	10	384
	17	10	12	A500	10	384
	18	10	12	A500	10	384
	19	10	12	A500	10	384
	20	10	12	A500	10	384
	21	10	12	A500	10	384
	22	10	12	A500	10	384
	23	10	12	A500	10	384
24	10	12	A500	10	384	
25	10	12	A500	10	384	
26	10	12	A500	10	384	
27	10	12	A500	10	384	
28	10	12	A500	10	384	
29	10	12	A500	10	384	
30	10	12	A500	10	384	
31	10	12	A500	10	384	
32	10	12	A500	10	384	
33	10	12	A500	10	384	
34	10	12	A500	10	384	
35	10	12	A500	10	384	
36	10	12	A500	10	384	
37	10	12	A500	10	384	
38	10	12	A500	10	384	
39	10	12	A500	10	384	
40	10	12	A500	10	384	
41	10	12	A500	10	384	
42	10	12	A500	10	384	
43	10	12	A500	10	384	
44	10	12	A500	10	384	
45	10	12	A500	10	384	
46	10	12	A500	10	384	
47	10	12	A500	10	384	
48	10	12	A500	10	384	
49	10	12	A500	10	384	
50	10	12	A500	10	384	
51	10	12	A500	10	384	
52	10	12	A500	10	384	
53	10	12	A500	10	384	
54	10	12	A500	10	384	
55	10	12	A500	10	384	
56	10	12	A500	10	384	
57	10	12	A500	10	384	
58	10	12	A500	10	384	
59	10	12	A500	10	384	
60	10	12	A500	10	384	
61	10	12	A500	10	384	
62	10	12	A500	10	384	
63	10	12	A500	10	384	
64	10	12	A500	10	384	
65	10	12	A500	10	384	
66	10	12	A500	10	384	
67	10	12	A500	10	384	
68	10	12	A500	10	384	
69	10	12	A500	10	384	
70	10	12	A500	10	384	
71	10	12	A500	10	384	
72	10	12	A500	10	384	
73	10	12	A500	10	384	
74	10	12	A500	10	384	
75	10	12	A500	10	384	
76	10	12	A500	10	384	
77	10	12	A500	10	384	
78	10	12	A500	10	384	
79	10	12	A500	10	384	
80	10	12	A500	10	384	
81	10	12	A500	10	384	
82	10	12	A500	10	384	
83	10	12	A500	10	384	
84	10	12	A500	10	384	
85	10	12	A500	10	384	
86	10	12	A500	10	384	
87	10	12	A500	10	384	
88	10	12	A500	10	384	
89	10	12	A500	10	384	
90	10	12	A500	10	384	
91	10	12	A500	10	384	
92	10	12	A500	10	384	
93	10	12	A500	10	384	
94	10	12	A500	10	384	
95	10	12	A500	10	384	
96	10	12	A500	10	384	
97	10	12	A500	10	384	
98	10	12	A500	10	384	
99	10	12	A500	10	384	
100	10	12	A500	10	384	

RESUMO DO AÇO

ACQ.	ESM.	C.TOTAL	RESQ. 110%
C.A.S.D.	63	2513	1511
	10	2774	1617
	12	1074	624
C.A.S.D.	16	361	217
RESQ. TOTAL (RES)		109	62
C.A.S.D.	1317		
C.A.S.D.	178		

Volume de concreto (C-25) = 18,44 m³
Área de forma = 122,00 m²

- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas.
 - 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado.
 - 3) Concreto: C25 (ex. 30MPa) e C40 (ex. 30MPa), como indicado. Cobertura de reboco de 40mm.
 - 4) Cobertura de blocos de 30mm.
 - 5) Cobertura de placas de 30mm.
 - 6) Cobertura de vigas de 30mm.
 - 7) Cobertura de lajes de 30mm.
 - 8) Cobertura de raios de 30mm.
 - 9) Utilizar transportes de no mínimo 3 gomos de tela eletrocolada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTÉUDO: DETALHAMENTO - VIÇA ANEL

FOLHA: 06/12

AUTOR: GUSTAVO DE FORTES RODRIGUES

DATA: 2011/12/03

PROJETO: GUSTAVO DE FORTES RODRIGUES

ESCALA: 1/25

REVISÃO: 01

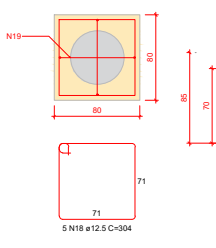
APROVADO: GUSTAVO DE FORTES RODRIGUES

REVISADO: RO

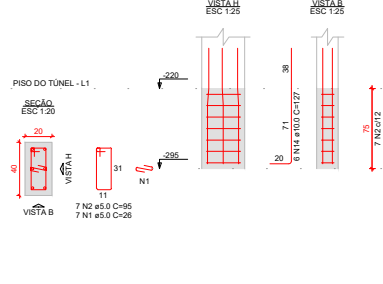
APÊNDICE 07

Planta com os detalhes do túnel.

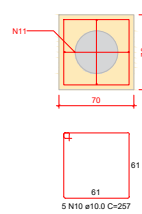
B1=B2=B3=B4
1x050
PLANTA
ESC 1:25



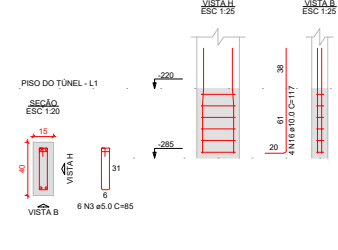
P1=P2=P3=P4



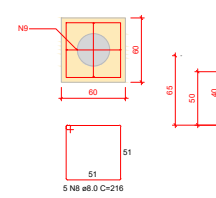
B5=B17=B18=B30
1x040
PLANTA
ESC 1:25



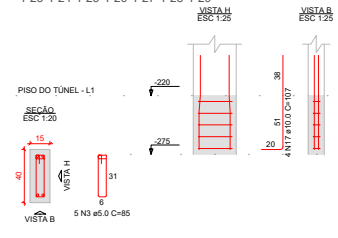
P5=P17=P18=P30



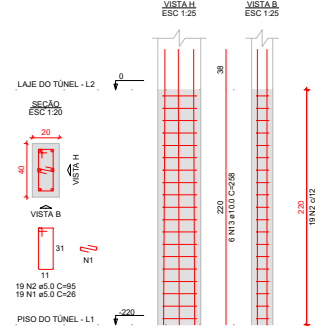
B6=B7=B8=B9=B10=B11=B12=B13=B14=B15=B16
=B19=B20=B21=B22=B23=B24=B25=B26=B27
=B28=B29
1x030
PLANTA
ESC 1:25



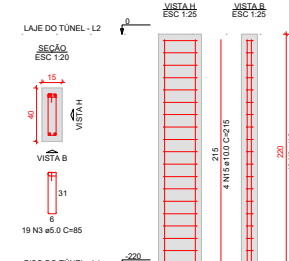
P6=P7=P8=P9=P10=P11=P12=P13=
=P14=P15=P16=P19=P20=P21=P22=
=P23=P24=P25=P26=P27=P28=P29



P1=P2=P3=P4



P5=P6=P7=P8=P9=P10=
=P11=P12=P13=P14=P15=
=P16=P17=P18=P19=P20=
=P21=P22=P23=P24=P25=
=P26=P27=P28=P29=P30



RELAÇÃO DO AÇO

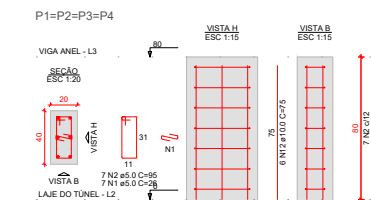
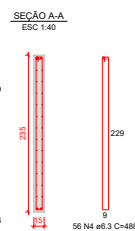
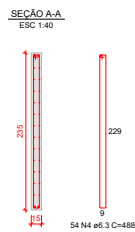
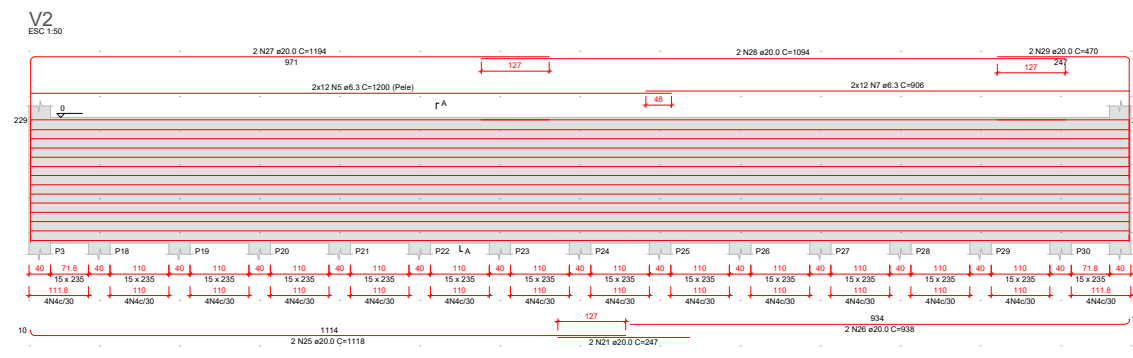
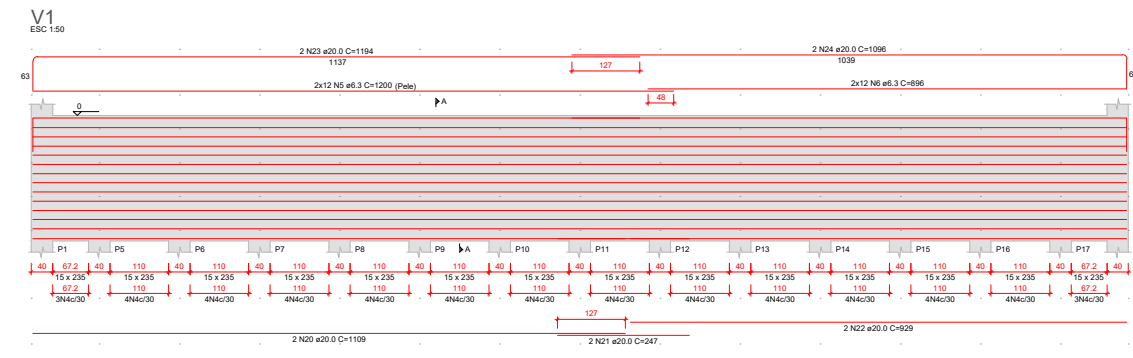
CAÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	132	28	3432
CA50	2	5.0	132	95	12540
CA50	3	5.0	628	85	53380
CA50	4	6.3	110	488	53860
CA50	6	6.3	48	1200	57600
CA50	7	6.3	24	895	21504
CA50	8	8.0	110	215	23650
CA50	9	8.0	44	172	7568
CA50	10	10.0	20	257	5140
CA50	11	10.0	8	213	1704
CA50	12	10.0	24	75	1800
CA50	13	10.0	24	258	6192
CA50	14	10.0	24	127	3048
CA50	15	10.0	104	215	22360
CA50	16	10.0	15	117	1872
CA50	17	10.0	88	107	9416
CA50	18	12.5	20	304	3680
CA50	19	12.5	8	258	2064
CA50	20	20.0	2	1109	2218
CA50	21	20.0	4	247	988
CA50	22	20.0	2	520	1040
CA50	23	20.0	2	1154	2308
CA50	24	20.0	2	1096	2192
CA50	25	20.0	2	1118	2236
CA50	26	20.0	2	938	1876
CA50	27	20.0	2	1194	2388
CA50	28	20.0	2	1084	2168
CA50	29	20.0	2	470	940

RESUMO DO AÇO

CAÇO	N	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	1	5.0	1545.3	415.9
CA50	2	5.0	313.3	83.6
CA50	3	5.0	515.3	134.5
CA50	4	6.3	81.4	21.3
CA50	5	6.3	152.7	39.8
CA50	6	6.3	693.5	181.6

PESO TOTAL (kg)
CA50 1510.5
CA60 117.6

Volume de concreto (C-25) = 26.67 m³
Área de forma = 338.99 m²



- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas;
 - 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
 - 3) Concreto: C25 (fck 25MPa) e C30 (fck 30MPa), como indicado. Cobrimento de estacas de 40mm; Cobrimento de blocos de 30mm; Cobrimento de pilares de 30mm; Cobrimento de vigas de 30mm; Cobrimento de lajes de 30mm; Cobrimento de raders de 30mm
 - 4) Utilizar transpasse de no mínimo 3 gomos de tela eletrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTEUDO: DETALHAMENTOS - TÚNEL

FOLHA: 07/12

AUTOR: GUSTAVO CRISTOFER MEDEIROS RODRIGUES

PROPRIETÁRIO: GUSTAVO C. M. RODRIGUES

DATA: 20/11/2023

DESENHO: GUSTAVO C. M. RODRIGUES

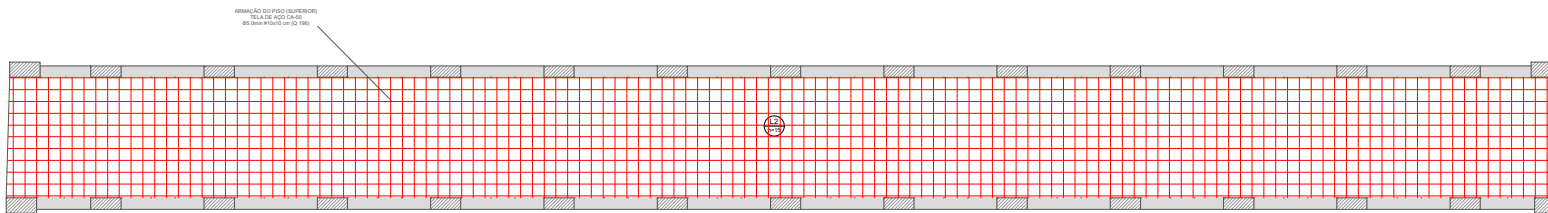
ESCALA: INDICADA

REVISÃO: R03

UNEPG
Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"

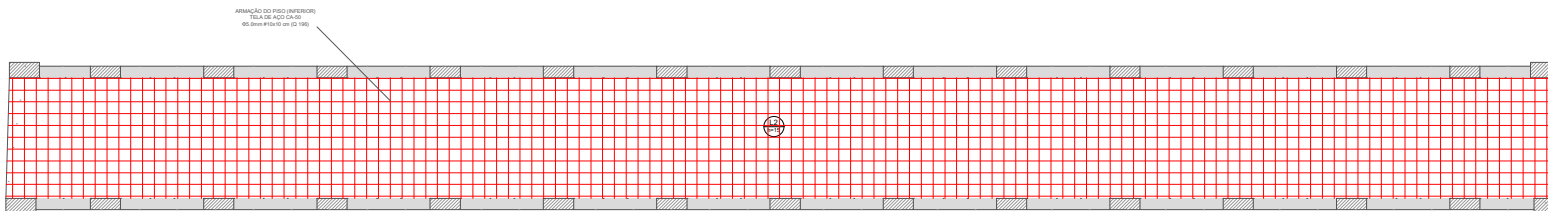
APÊNDICE 08

Planta com os detalhes da laje e piso do túnel.



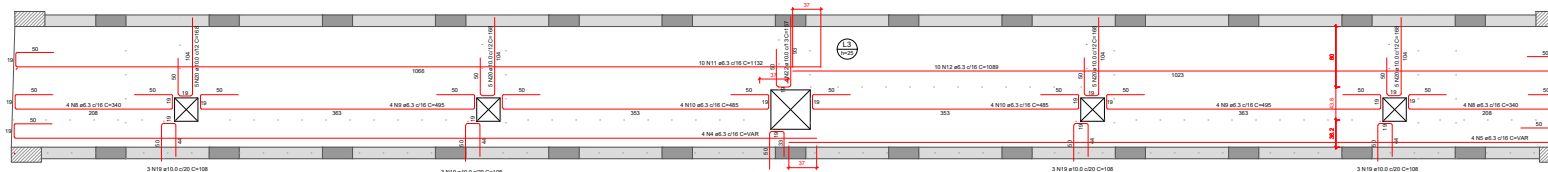
Armação superior do radier do pavimento Piso do Túnel

escala 1:25



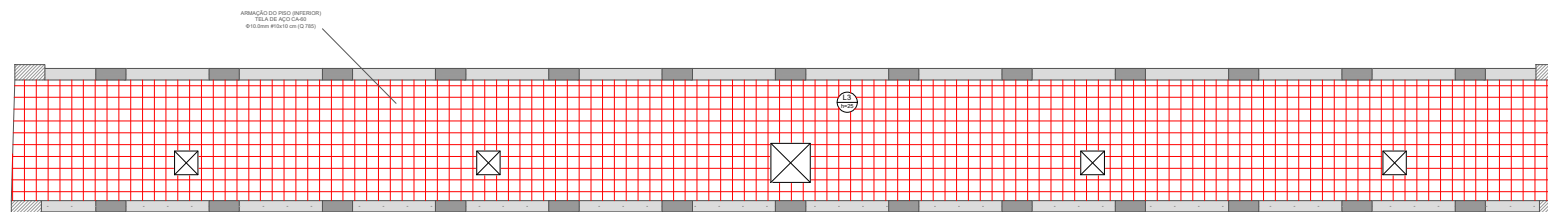
Armação inferior do radier do pavimento Piso do Túnel

escala 1:25



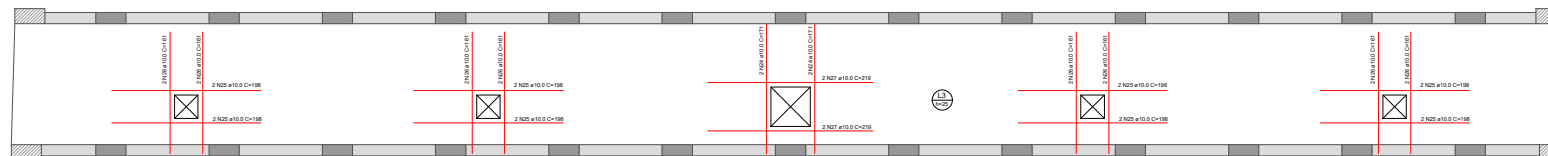
Armação positiva das lajes do pavimento Laje do Túnel

escala 1:25



Armação positiva das lajes do pavimento Laje do Túnel

escala 1:25



Armação de reforço das lajes do pavimento Laje do Túnel

escala 1:25

RELAÇÃO DO AÇO

CADA	Negativa L.1		Positiva L.2		Positiva L.1	
	N	DIAM (mm)	QUANT	DIAM (mm)	QUANT	DIAM (mm)
1	4	8,3	4	10,0	4	8,3
2	9	8,3	8	10,0	8	8,3
3	10	8,3	10	10,0	10	8,3
4	10	8,3	10	10,0	10	8,3
5	10	8,3	10	10,0	10	8,3
6	10	8,3	10	10,0	10	8,3
7	10	8,3	10	10,0	10	8,3
8	10	8,3	10	10,0	10	8,3
9	10	8,3	10	10,0	10	8,3
10	10	8,3	10	10,0	10	8,3
11	10	8,3	10	10,0	10	8,3
12	10	8,3	10	10,0	10	8,3
13	10	8,3	10	10,0	10	8,3
14	10	8,3	10	10,0	10	8,3
15	10	8,3	10	10,0	10	8,3
16	10	8,3	10	10,0	10	8,3
17	10	8,3	10	10,0	10	8,3
18	10	8,3	10	10,0	10	8,3
19	10	8,3	10	10,0	10	8,3
20	10	8,3	10	10,0	10	8,3
21	10	8,3	10	10,0	10	8,3
22	10	8,3	10	10,0	10	8,3
23	10	8,3	10	10,0	10	8,3
24	10	8,3	10	10,0	10	8,3
25	10	8,3	10	10,0	10	8,3
26	10	8,3	10	10,0	10	8,3
27	10	8,3	10	10,0	10	8,3
28	10	8,3	10	10,0	10	8,3
29	10	8,3	10	10,0	10	8,3
30	10	8,3	10	10,0	10	8,3
31	10	8,3	10	10,0	10	8,3
32	10	8,3	10	10,0	10	8,3
33	10	8,3	10	10,0	10	8,3
34	10	8,3	10	10,0	10	8,3
35	10	8,3	10	10,0	10	8,3
36	10	8,3	10	10,0	10	8,3
37	10	8,3	10	10,0	10	8,3
38	10	8,3	10	10,0	10	8,3
39	10	8,3	10	10,0	10	8,3
40	10	8,3	10	10,0	10	8,3
41	10	8,3	10	10,0	10	8,3
42	10	8,3	10	10,0	10	8,3
43	10	8,3	10	10,0	10	8,3
44	10	8,3	10	10,0	10	8,3
45	10	8,3	10	10,0	10	8,3
46	10	8,3	10	10,0	10	8,3
47	10	8,3	10	10,0	10	8,3
48	10	8,3	10	10,0	10	8,3
49	10	8,3	10	10,0	10	8,3
50	10	8,3	10	10,0	10	8,3
51	10	8,3	10	10,0	10	8,3
52	10	8,3	10	10,0	10	8,3
53	10	8,3	10	10,0	10	8,3
54	10	8,3	10	10,0	10	8,3
55	10	8,3	10	10,0	10	8,3
56	10	8,3	10	10,0	10	8,3
57	10	8,3	10	10,0	10	8,3
58	10	8,3	10	10,0	10	8,3
59	10	8,3	10	10,0	10	8,3
60	10	8,3	10	10,0	10	8,3
61	10	8,3	10	10,0	10	8,3
62	10	8,3	10	10,0	10	8,3
63	10	8,3	10	10,0	10	8,3
64	10	8,3	10	10,0	10	8,3
65	10	8,3	10	10,0	10	8,3
66	10	8,3	10	10,0	10	8,3
67	10	8,3	10	10,0	10	8,3
68	10	8,3	10	10,0	10	8,3
69	10	8,3	10	10,0	10	8,3
70	10	8,3	10	10,0	10	8,3
71	10	8,3	10	10,0	10	8,3
72	10	8,3	10	10,0	10	8,3
73	10	8,3	10	10,0	10	8,3
74	10	8,3	10	10,0	10	8,3
75	10	8,3	10	10,0	10	8,3
76	10	8,3	10	10,0	10	8,3
77	10	8,3	10	10,0	10	8,3
78	10	8,3	10	10,0	10	8,3
79	10	8,3	10	10,0	10	8,3
80	10	8,3	10	10,0	10	8,3
81	10	8,3	10	10,0	10	8,3
82	10	8,3	10	10,0	10	8,3
83	10	8,3	10	10,0	10	8,3
84	10	8,3	10	10,0	10	8,3
85	10	8,3	10	10,0	10	8,3
86	10	8,3	10	10,0	10	8,3
87	10	8,3	10	10,0	10	8,3
88	10	8,3	10	10,0	10	8,3
89	10	8,3	10	10,0	10	8,3
90	10	8,3	10	10,0	10	8,3
91	10	8,3	10	10,0	10	8,3
92	10	8,3	10	10,0	10	8,3
93	10	8,3	10	10,0	10	8,3
94	10	8,3	10	10,0	10	8,3
95	10	8,3	10	10,0	10	8,3
96	10	8,3	10	10,0	10	8,3
97	10	8,3	10	10,0	10	8,3
98	10	8,3	10	10,0	10	8,3
99	10	8,3	10	10,0	10	8,3
100	10	8,3	10	10,0	10	8,3

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C TOTAL (kg)	PREÇO 15% (R\$)
CADA	8,3	370	88,35
CADA	10,0	430,2	291,8
PESO TOTAL (kg)			
CADA		370,35	

Volume de concreto (C-25) = 0,54 m³
 Volume de concreto (C-30) = 0,12 m³
 Área de forma = 33,84 m²

- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas.
 - 2) Dimensões estão em centímetros, aberturas em metros, exceto onde indicado.
 - 3) Concreto: C25 (fck 25MPa) e C30 (fck 30MPa), como indicado; Cobrimento de estacas de 40mm.
 - 4) Cobrimento de bicos de 30mm.
 - 5) Cobrimento de pilares de 30mm.
 - 6) Cobrimento de vigas de 30mm.
 - 7) Cobrimento de lajes de 30mm.
 - 8) Cobrimento de esôdos de 30mm.
 - 9) Utilizar transpasse de no mínimo 3 gramas de tela eletródica.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTÉUDO: 08/12

FOLHA: 08/12

AUTOR: GUSTAVO ROBERTO FERREZ RODRIGUES

REVISÃO: GUSTAVO C. RODRIGUES

DATA: 2011/12/03

ESCALA: 1:25

REVISÃO: 01

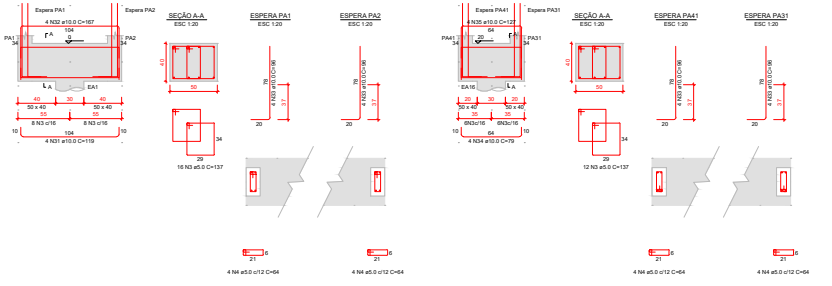
APÊNDICE 09

Planta com os detalhes da aeração.

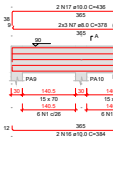
VT10=VT11=VT12=VT13=VT14=VT15=VT16=VT17=VT18=VT19
 =VT20=VT21=VT22=VT23=VT24=VT25=VT26=VT27=VT28=VT29
 =VT3=VT30=VT31=VT32=VT33=VT34=VT35=VT36=VT37=VT38
 =VT4=VT5=VT59=VT6=VT60=VT61=VT62=VT63=VT64=VT65
 =VT66=VT67=VT68=VT69=VT70=VT71=VT72=VT73=VT74
 =VT75=VT76=VT77=VT78=VT79=VT80=VT81=VT82=VT83=VT84
 =VT85=VT86=VT87=VT88=VT89=VT89=VT90=VT91=VT92
 =VT93=VT94 (x2)

VT39=VT40=VT41=VT42=VT43=VT44=VT45=VT46=VT47
 =VT48=VT49=VT50=VT51=VT52=VT53=VT54=VT55=VT56
 =VT57=VT58 (x20)

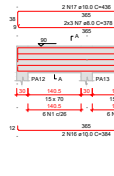
VT1=VT2 (x2)



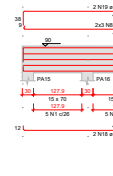
VA3



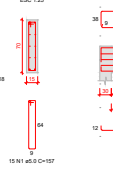
VA4



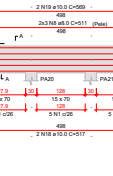
VA5



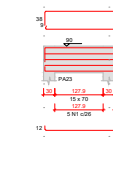
VA6



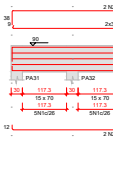
VA7



VA8



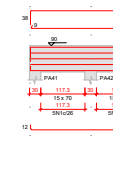
VA9



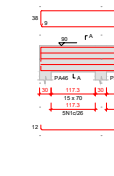
VA10



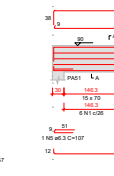
VA11



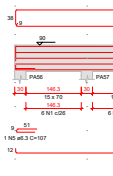
VA12



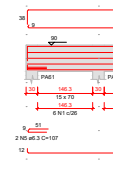
VA13



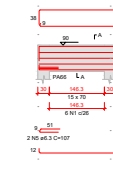
VA14



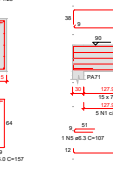
VA15



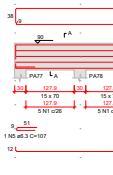
VA16



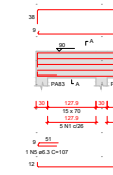
VA17



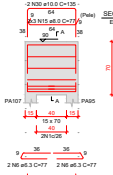
VA18



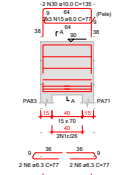
VA19



VA39



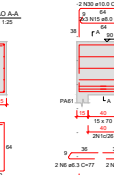
VA40



VA41



VA42



RELACÃO DO AÇO

ADQ	N	DIAM	QUANT	CUBIC	C TOTAL
CASO	1	10	302	107	4104
	2	12	107	107	1564
	3	16	131	131	1800
	4	18	72	72	950
	5	20	26	26	1030
	6	22	17	17	1230
	7	24	10	10	1030
	8	26	11	11	1200
	9	28	6	6	1100
	10	30	4	4	1000
	11	32	2	2	800
	12	36	1	1	600
	13	40	1	1	400
	14	45	1	1	300
	15	50	1	1	200
	16	55	1	1	150
	17	60	1	1	100
	18	65	1	1	80
	19	70	1	1	60
	20	75	1	1	50
	21	80	1	1	40
	22	85	1	1	30
	23	90	1	1	20
	24	95	1	1	15
	25	100	1	1	10
	26	105	1	1	8
	27	110	1	1	6
	28	115	1	1	5
	29	120	1	1	4
	30	125	1	1	3
	31	130	1	1	2
	32	135	1	1	2
	33	140	1	1	2
	34	145	1	1	2
	35	150	1	1	2
	36	155	1	1	2
	37	160	1	1	2
	38	165	1	1	2
	39	170	1	1	2
	40	175	1	1	2
	41	180	1	1	2
	42	185	1	1	2
	43	190	1	1	2
	44	195	1	1	2
	45	200	1	1	2
	46	205	1	1	2
	47	210	1	1	2
	48	215	1	1	2
	49	220	1	1	2
	50	225	1	1	2

RESUMO DO AÇO

ADQ	DIAM	C TOTAL	PESO = 10%
CASO	10	107	32,1
	12	107	32,1
	16	131	32,1
	18	72	18,1
	20	26	6,5
	22	17	4,3
	24	10	2,6
	26	11	2,8
	28	6	1,5
	30	4	1,0
	32	2	0,5
	36	1	0,3
	40	1	0,2
	45	1	0,1
	50	1	0,1
	55	1	0,1
	60	1	0,1
	65	1	0,1
	70	1	0,1
	75	1	0,1
	80	1	0,1
	85	1	0,1
	90	1	0,1
	95	1	0,1
	100	1	0,1
	105	1	0,1
	110	1	0,1
	115	1	0,1
	120	1	0,1
	125	1	0,1
	130	1	0,1
	135	1	0,1
	140	1	0,1
	145	1	0,1
	150	1	0,1
	155	1	0,1
	160	1	0,1
	165	1	0,1
	170	1	0,1
	175	1	0,1
	180	1	0,1
	185	1	0,1
	190	1	0,1
	195	1	0,1
	200	1	0,1
	205	1	0,1
	210	1	0,1
	215	1	0,1
	220	1	0,1
	225	1	0,1

Volume do concreto (C25) = 26,53 m³
 Área de forma = 201,81 m²

- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e eixos estão indicadas;
 - 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
 - 3) Concreto: C25 (50 MPa) e C30 (60 MPa), como indicado; Cobrimento de reboco de 40mm;
 - 4) Cobrimento de blocos de 30mm;
 - 5) Cobrimento de pilares de 30mm;
 - 6) Cobrimento de vigas de 30mm;
 - 7) Cobrimento de lajes de 30mm;
 - 8) Cobrimento de raios de 30mm;
 - 9) Utilizar transporte de ferro mínimo 3 gomos de tela eletrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTÉUDO: 01 - DETALHAMENTO - ABRAÇA

FOLHA: 09/12

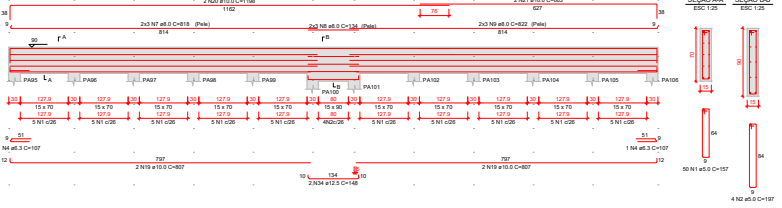
AUTOR: GUSTAVO C. ROBERTOS

DATA: 2011/02/03

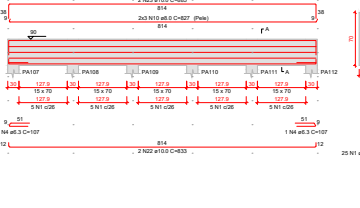
REVISOR: GUSTAVO C. ROBERTOS

ESCALA: REVISÃO: R01

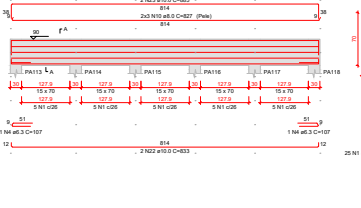
VA20



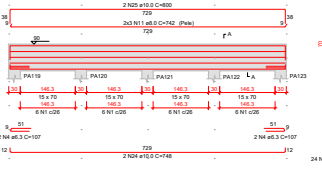
VA21



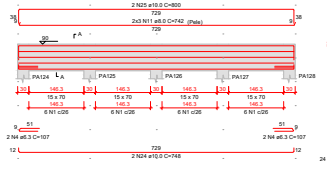
VA22



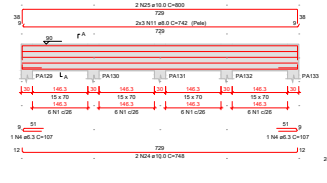
VA23



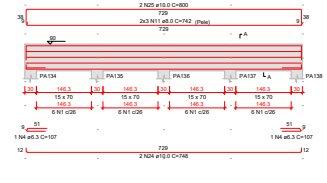
VA24



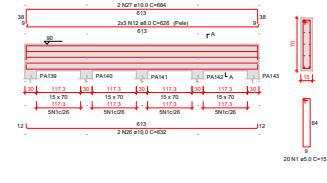
VA25



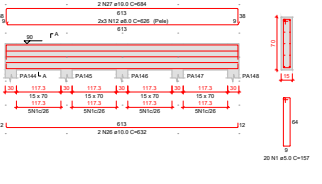
VA26



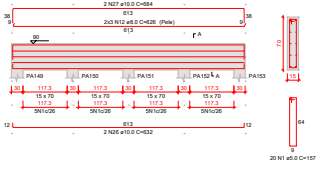
VA27



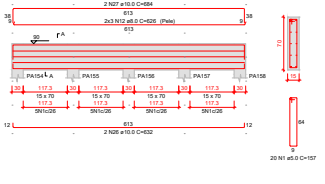
VA28



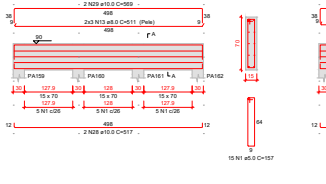
VA29



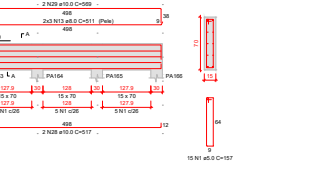
VA30



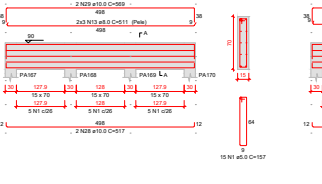
VA31



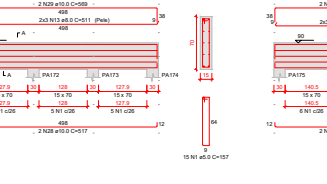
VA32



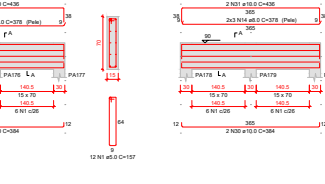
VA33



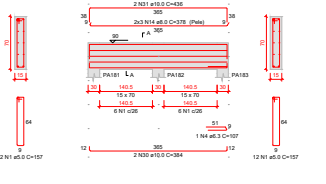
VA34



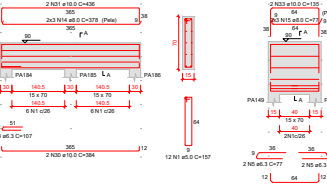
VA35



VA36



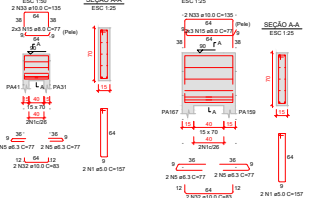
VA37



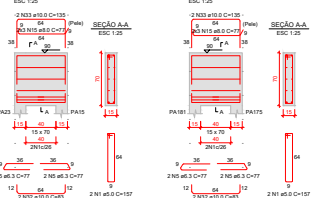
VA38



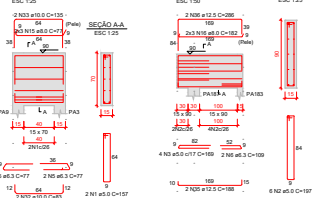
VA44



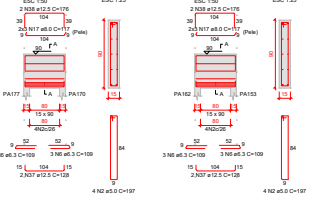
VA45



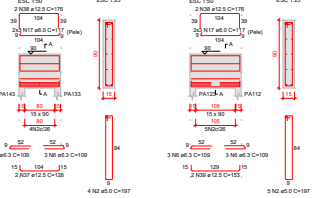
VA46



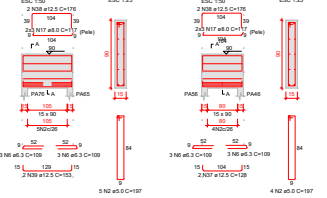
VA47



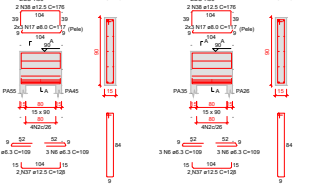
VA48



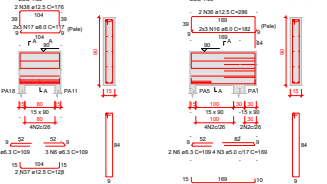
VA49



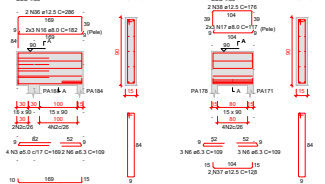
VA55



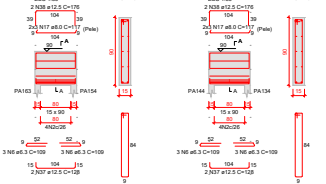
VA56



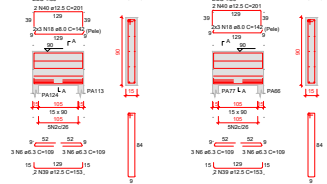
VA57



VA58



VA59



VA60



VA61



VA62



VA63



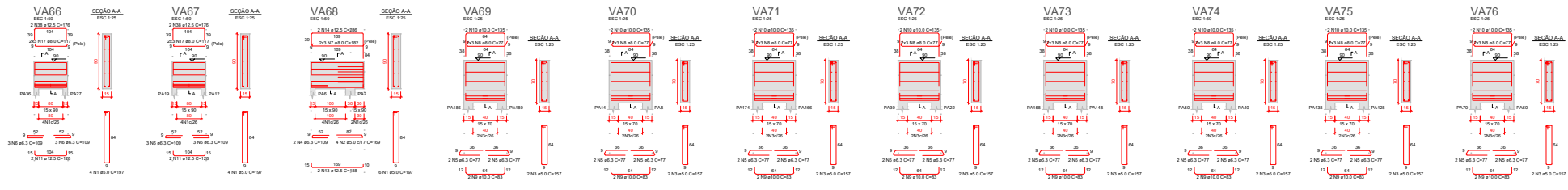
VA64



RELAÇÃO DO AÇO table with columns: AÇO, QUANT, UNID, COTE, C TOTAL, including a sub-table for RESUMO DO AÇO with columns: AÇO, DIAM, C TOTAL, PESS, % DIAM.

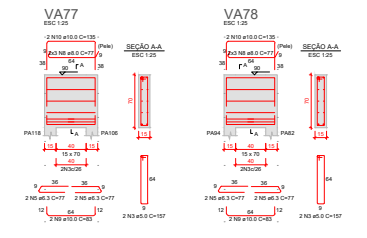
- NOTAS GERAIS: 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas. 2) Dimensões estão em centímetros, alvéolos em metros, exceto onde indicado. 3) Concreto: C25 (Rca 25MPa) e C30 (Rca 30MPa), como indicado. Cobrimento de estacas de 40mm. 4) Cobrimento de blocos de 30mm. 5) Cobrimento de pilares de 30mm. 6) Cobrimento de vigas de 30mm. 7) Cobrimento de lajes de 30mm. 8) Cobrimento de raiotas de 30mm. 9) Utilizar transpase no mínimo 3 jogos de tela eletrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222. Includes fields for CONTEUDO, DATA (10/12), AUT, PROJETO, ESCALA, REVISOR, and drawing details like GEOM, COTA, DATA (2011/2/02), and REVIZOR (GUSTAVO M. RODRIGUES).



RELAÇÃO DO AÇO

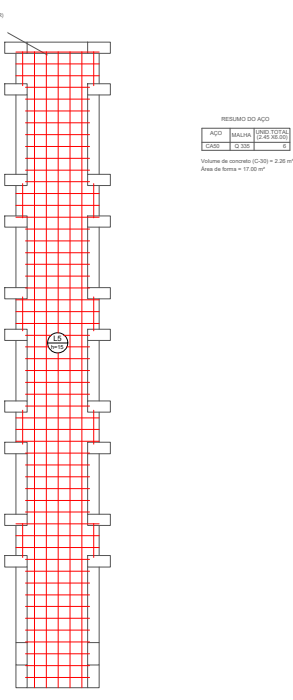
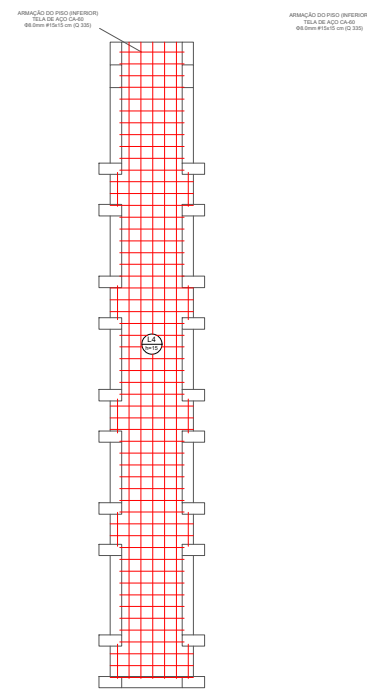
ACD	N	DIAM	QUANT	C TOTAL	C TOTAL
VA66	2	25	14	159	2358
VA67	2	25	14	159	2358
VA68	4	25	14	159	2358
VA69	2	25	14	159	2358
VA70	2	25	14	159	2358
VA71	2	25	14	159	2358
VA72	2	25	14	159	2358
VA73	2	25	14	159	2358
VA74	2	25	14	159	2358
VA75	2	25	14	159	2358
VA76	2	25	14	159	2358



RESUMO DO AÇO

ACD	DIAM	C TOTAL	RESUM - 10%
ACD	25	159	159
CASO	25	159	159
CASO	25	159	159
CASO	25	159	159

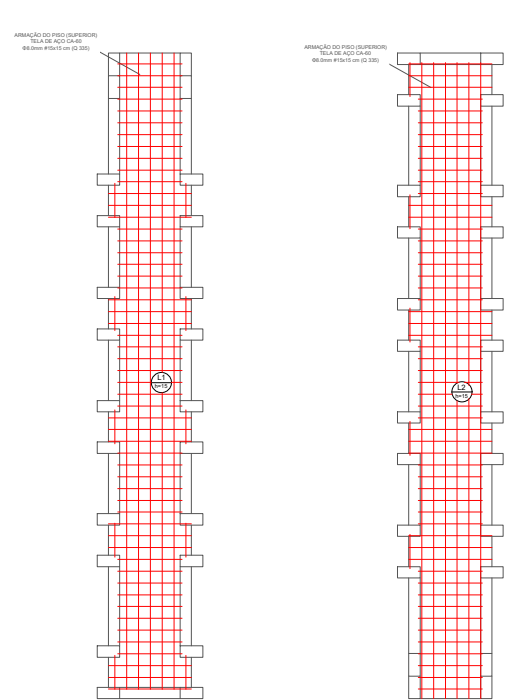
Volume de concreto (C-25) = 1,27 m³
Área de forma = 18,00 m²



RESUMO DO AÇO

ACD	MALHA	QUANT TOTAL
ACD	MALHA	1
CASO	CASO	1

Volume de concreto (C-25) = 2,26 m³
Área de forma = 17,00 m²

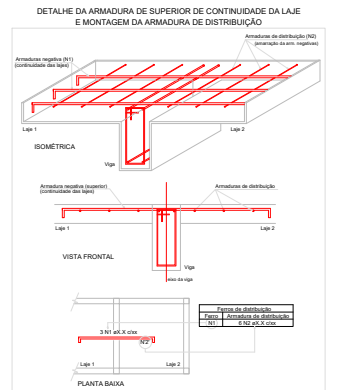


RESUMO DO AÇO

ACD	MALHA	QUANT TOTAL
ACD	MALHA	1
CASO	CASO	1

Volume de concreto (C-25) = 2,26 m³
Área de forma = 17,00 m²

Armação negativa das lajes do pavimento Viga Anel ESCALA 1:25



Armação positiva das lajes do pavimento Viga Anel

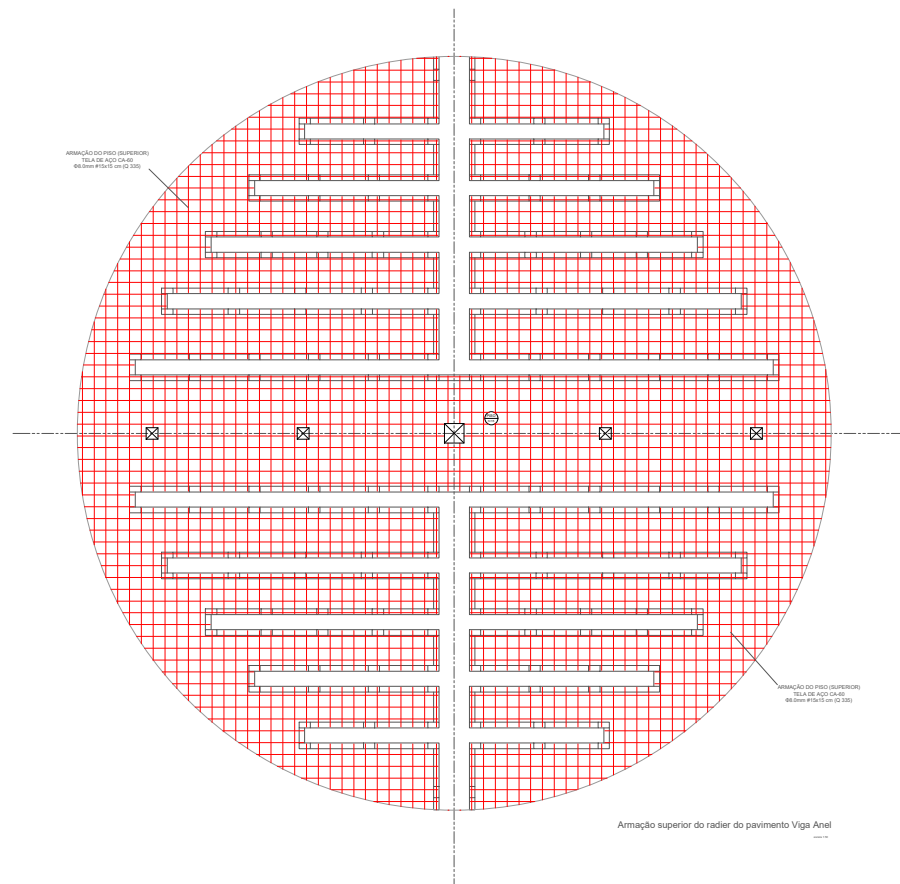
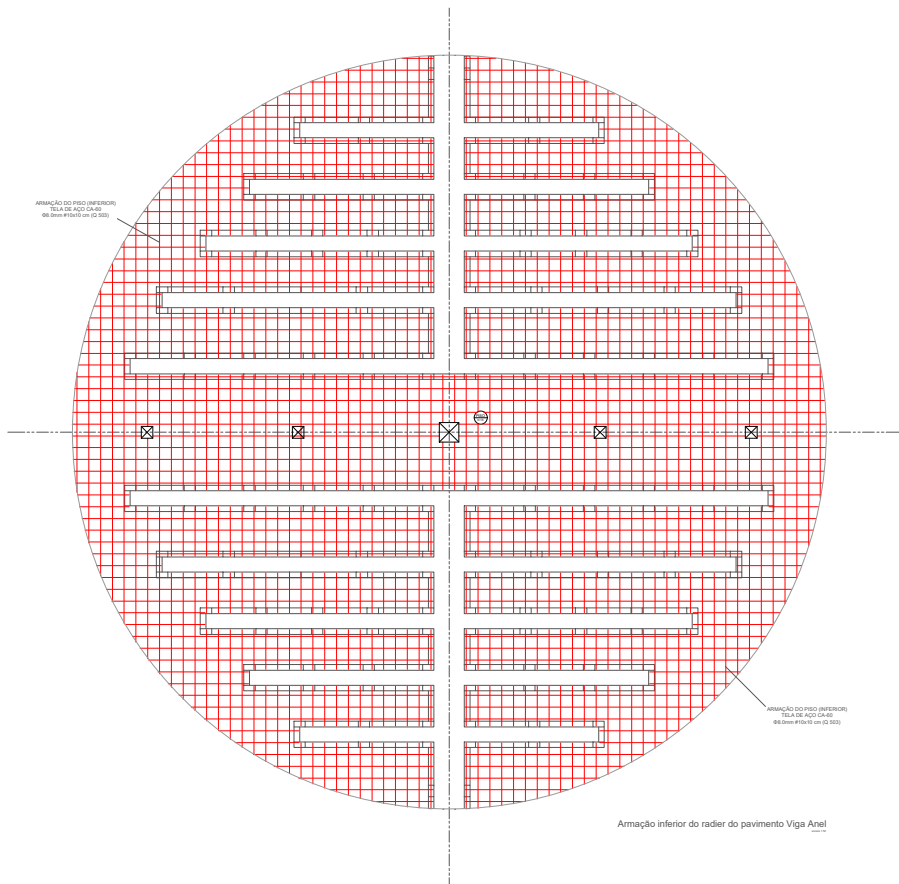
- NOTAS GERAIS:
- Todos os cortes e seções estão indicadas;
 - Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
 - Concreto: CCV (60 MPa) e CA (60 MPa), como indicado; Cobertura de reboco de 40mm;
 - Cobertura de blocos de 30mm;
 - Cobertura de placas de 30mm;
 - Cobertura de vigas de 30mm;
 - Cobertura de lajes de 30mm;
 - Cobertura de paredes de 30mm;
 - Utilizar transportes de no mínimo 3 gomos de tela eletrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTENIDO	1 - DETALHAMENTO - ARMAÇÃO	FOLHA	11 / 12
AUTOR	GUSTAVO ROBERTO DE MOURA RODRIGUES	DATA	20/11/2023
PROFESSOR	GUSTAVO C. M. RODRIGUES	ESCALA	
		REVISÃO	ROJ

APÊNDICE 10

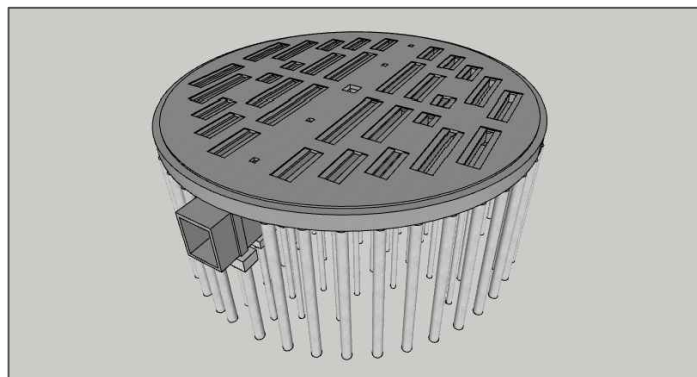
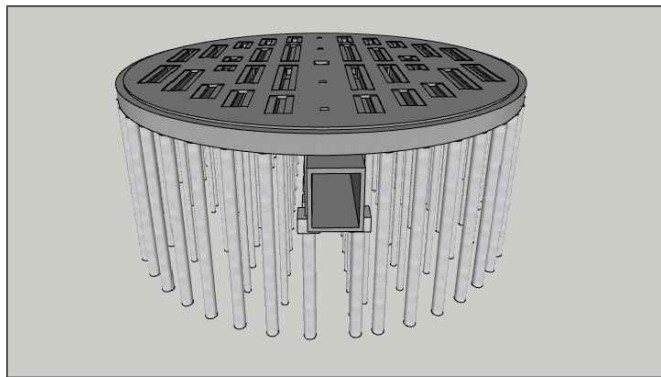
Planta com os detalhes do piso superior.



RESUMO DO AÇO

AÇO	QUANT.	RESQ. TOTAL
CA-45	12.500	22
CA-45	12.500	22

Voluma de concreto (C-30) = 47 m³
 Área de forma = 546,10 m²



Reforços registros túnel



RESUMO DO AÇO

AÇO	QUANT.	RESQ. TOTAL
CA-45	12.500	22
CA-45	12.500	22

Voluma de concreto (C-30) = 47 m³
 Área de forma = 546,10 m²

- NOTAS GERAIS:
- 1) Todas as cotas e escalas estão indicadas;
 - 2) Dimensões estão em centímetros, elevações em metros, exceto onde indicado;
 - 3) Concreto: CC2 (ca 20MPa) e CC3 (ca 30MPa), como indicado;
 - 4) Cobrimento de estacas de 40mm;
 - 5) Cobrimento de blocos de 30mm;
 - 6) Cobrimento de pilares de 30mm;
 - 7) Cobrimento de vigas de 30mm;
 - 8) Cobrimento de lajes de 30mm;
 - 9) Cobrimento de radier de 30mm;
 - 10) Utilizar transporte de no mínimo 3 garros de tela electrosoldada.

PROJETO ESTRUTURAL - BASE SILO 2222

CONTÉUDO: DETALHAMENTO - PISO SUPERIOR

FOLHA: 12 / 12

AUTOR: GUSTAVO DE FORTES FERREZ RODRIGUES

PROFESSOR: GUSTAVO D. M. RODRIGUES

ESCALA: 1:1

REVISÃO: 01

FECHADO EM: 20/11/2023

UNEP