

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Bruna Manica Lazzari

**PROJETO DE UM SILO DE HOMOGENEIZAÇÃO EM
CONCRETO ARMADO DE UMA FÁBRICA DE CIMENTO
LOCALIZADA NO MUNICÍPIO DE CEZARINA/GO**

Porto Alegre
dezembro 2012

BRUNA MANICA LAZZARI

**PROJETO DE UM SILO DE HOMOGENEIZAÇÃO EM
CONCRETO ARMADO DE UMA FÁBRICA DE CIMENTO
LOCALIZADA NO MUNICÍPIO DE CEZARINA/GO**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Rubem Clecio Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2012

BRUNA MANICA LAZZARI

**PROJETO DE UM SILO DE HOMOGENEIZAÇÃO EM
CONCRETO ARMADO DE UMA FÁBRICA DE CIMENTO
LOCALIZADA NO MUNICÍPIO DE CEZARINA/GO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2012

Prof. Rubem C. Schwingel
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubem C. Schwingel (UFRGS)
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Arduino e Teresinha,
e à minha irmã, Paula, que sempre estiveram presentes e
me apoiaram especialmente durante o período do meu
Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de realizar um Curso de Graduação gratuito e de excelência como é o curso de Engenharia Civil.

Agradeço ao Professor Rubem C. Schwingel, orientador deste trabalho, pelo incentivo, pela grande experiência transmitida e pela contribuição técnica que foram fundamentais para a elaboração deste trabalho.

Agradeço à Professora Carin Schmitt, pela paciência e disponibilidade, pelas aulas teóricas de orientação pelo empenho e pela sua incansável dedicação durante a fase de desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço a todos os demais professores do curso de Engenharia Civil da UFRGS pelo ensino de qualidade proporcionado ao longo de todo o período de minha graduação, em especial aos professores da área de estruturas e geotecnia.

Agradeço a toda equipe da Azambuja Engenharia e Geotecnia pelos ensinamentos da prática profissional transmitidos e pela compreensão nos meus momentos de ausência da empresa para a elaboração deste trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas do curso de graduação, pelo auxílio ao longo deste trabalho, pela amizade e companheirismo nos momentos complicados, que tornaram as experiências vividas na Universidade e fora dela as melhores possíveis.

Agradeço a toda minha querida família, principalmente aos meus pais Arduino e Teresinha e a minha irmã Paula, pelo bom exemplo transmitido sempre, pela paciência, compreensão, carinho e amor incondicional dedicados ao longo de toda a minha vida; e a Paula, que além de todo apoio emocional, na qualidade de Engenheira Civil e Mestre em Estruturas teve uma participação pró-ativa neste trabalho acompanhando todo o desenvolvimento do mesmo e, inclusive, fornecendo sempre boas contribuições.

O único lugar onde o sucesso vem antes
do trabalho é no dicionário.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho versa sobre o desenvolvimento dos projetos estrutural e de fundações de um silo de homogeneização em concreto armado de uma fábrica de cimento localizada no município de Cezarina, estado de Goiás. O silo em questão é uma estrutura enterrada não convencional cujas concepção e dimensões foram determinadas previamente pelo cliente de modo a atender e suprir as necessidades da fábrica. O estudo global da estrutura foi realizado por meio de comparações entre os fundamentos teóricos e os resultados obtidos pela análise da estrutura em um programa em elementos finitos de cálculo estrutural. Em primeiro lugar foi feito um estudo sobre o comportamento mecânico do solo local e assim foram definidos os parâmetros de resistência deste solo, baseados em dados obtidos de um ensaio de campo realizado. Em seguida, foram determinados os esforços resultantes sobre a estrutura, devido ao peso próprio, empuxos de água e terra, sobrecarga e uma combinação de carregamentos produzida pela máquina homogeneizadora apoiada sobre a estrutura. A fim de determinar o tipo de fundação mais adequada e eficiente para o projeto em questão, foi feito um levantamento daquelas de maior ocorrência no mercado brasileiro fazendo-se um estudo comparativo para a seleção de uma delas. Logo depois, foi realizado o cálculo global da estrutura para duas soluções possíveis para o projeto, considerando a análise da interação solo-estrutura, ou seja, quando a rigidez real do elemento de fundação é considerada no cálculo estrutural. Desta forma, foi definida a utilização de fundações profundas do tipo estacas hélice contínua na base de toda a estrutura do silo e foram determinadas, para a pior situação de carregamento, as pressões de contato na interface estrutura-solo, bem como a real distribuição dos esforços internos na superestrutura, a partir dos quais foi feito o dimensionamento estrutural. Por último, foi realizado o processo de detalhamento da estrutura principal e das fundações. Como este trabalho foi baseado em aplicar fundamentos teóricos já existentes, a pesquisa bibliográfica foi de fundamental importância para a resolução de todas as etapas.

Palavras-chave: Estruturas de Concreto Enterradas. Projeto Estrutural de Silo. Projeto de Fundações. Interação Solo-Estrutura.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Vista superior do silo de homogeneização	19
Figura 2 – Corte transversal do silo de homogeneização	19
Figura 3 – Representação esquemática do delineamento da pesquisa	24
Figura 4 – Ilustração do ensaio SPT	27
Figura 5 – Sondagem SPT realizada no local do projeto	29
Figura 6 – Interpretação dos resultados do ensaio SPT	30
Figura 7 – Representação, segundo o critério de Mohr, dos três estados de empuxo: em repouso, ativo e passivo	39
Figura 8 – Tensões atuantes (a) em uma massa semi-infinita de solo e (b) quando uma parte do maciço é eliminada e substituída por um plano imóvel, indeformado e sem atrito	40
Figura 9 – Efeito da sobrecarga no diagrama de empuxos	42
Figura 10 – Esquema das alternativas de fundações	44
Figura 11 – Exemplos de seções transversais de estacas pré-moldadas de concreto	46
Figura 12 – Exemplos de seções transversais de estacas metálicas	47
Figura 13 – Exemplos de execução de estaca rotativa com lama bentonítica	49
Figura 14 – Exemplo de execução de estaca hélice contínua	50
Figura 15 – Diferentes contribuições da estrutura: (a) galpão, (b) caixa d'água e (c) edifício	53
Figura 16 – Modelo de Winkler para representação do solo	55
Figura 17 – Transferência de carga de uma estaca isolada	57
Figura 18 – Fundação contínua idealizada sob a condição de deformação plana	62
Figura 19 – Geometria do problema e condições de contorno pelo método de Poulos e Davis	65
Figura 20 – Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível segundo Poulos e Davis: (a) fator de deslocamento I_0 para camadas finitas com $\nu=0,5$; (b) influência da compressibilidade da estaca; (c) coeficiente de Poisson do solo	67
Figura 21 – Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo segundo Poulos e Davis: (a) condição $L/B=10$; (b) condição $L/B=5$	67
Figura 22 – Representação da atuação das solicitações nos eixos locais 1, 2 e 3	69
Figura 23 – Modelo geométrico do silo lançado no programa SAP2000	72
Figura 24 – Desenho esquemático das camadas do solo e dos pontos para os quais foram calculados os empuxos de terra	73
Figura 25 – Representação esquemática dos empuxos atuantes sobre a estrutura	75
Figura 26 – Pontos de aplicação do carregamento produzido pela máquina na laje superior da caixa	76

Figura 27 – Carregamentos produzidos pela máquina no plano XY	76
Figura 28 – Desenho esquemático da disposição final das estacas	77
Figura 29 – Modelo estrutural da solução 1 lançado no SAP2000 no plano XZ	86
Figura 30 – Distribuição esquemática no plano XY dos nós dos elementos da base da caixa conforme suas áreas de influência	89
Figura 31 – Apoios elásticos em todos os nós da laje inferior da caixa	90
Figura 32 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na laje superior da caixa	94
Figura 33 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na laje inferior da caixa	94
Figura 34 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede frontal da caixa	94
Figura 35 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede de fundo da caixa	95
Figura 36 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede lateral esquerda da caixa com conexão com o túnel de escape	95
Figura 37 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede lateral esquerda da caixa com conexão com o túnel transportador	95
Figura 38 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede frontal do túnel de escape	96
Figura 39 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede de fundo do túnel de escape	96
Figura 40 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje superior do túnel de escape	97
Figura 41 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje inferior do túnel de escape	97
Figura 42 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede frontal do túnel transportador	98
Figura 43 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede de fundo do túnel transportador	98
Figura 44 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje superior do túnel transportador	99
Figura 45 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje inferior do túnel transportador	99
Figura 46 – Interface do programa de flexão composta oblíqua	101

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Exemplo de ocorrência de empuxos passivos, ativos e no repouso	38
Quadro 2 – Valores atribuídos aos fatores de capacidade de suporte N_c , N_q e N_γ	63
Quadro 3 – Especificação das dimensões da caixa	70
Quadro 4 – Especificação das dimensões dos túneis	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos estados de compactidade e de consistência dos solos pela NBR 7250	28
Tabela 2 – Avaliação da resistência dos solos arenosos em função da compactidade	32
Tabela 3 – Valores estimados para o peso específico de solos argilosos	34
Tabela 4 – Valores estimados para o peso específico de solos arenosos	34
Tabela 5 – Valores estimados para o coeficiente α	35
Tabela 6 – Valores estimados para o coeficiente K	36
Tabela 7 – Avaliação de parâmetros de deformabilidade dos solos arenosos e argilosos em função da compactidade e consistência	36
Tabela 8 – Valores estimados para o coeficiente de Poisson	36
Tabela 9 – Valores para o coeficiente de empuxo no repouso	41
Tabela 10 – Características gerais de estacas disponíveis no mercado	51
Tabela 11 – Valores de K_V em kN/m^3	56
Tabela 12 – Fatores de segurança globais mínimos para fundações pela NBR 6122	56
Tabela 13 – Valores atribuídos às variáveis K e α	59
Tabela 14 – Valores atribuídos às variáveis F_1 e F_2	59
Tabela 15 – Valores atribuídos à variável K	60
Tabela 16 – Valores atribuídos ao coeficiente α	60
Tabela 17 – Valores atribuídos ao coeficiente β	60
Tabela 18 – Valores atribuídos aos coeficientes β_1 e β_2	61
Tabela 19 – Valores de E_s e ν	66
Tabela 20 – Características dos elementos estruturais	72
Tabela 21 – Peso específico e ângulo de atrito estimados para cada camada de solo	74
Tabela 22 – Carregamento lateral devido ao empuxo de terra no repouso	74
Tabela 23 – Localização e comprimentos das estacas	78
Tabela 24 – Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas pelo método de Aoki-Velloso	80
Tabela 25 – Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas em geral e hélice contínua pelo método de Décourt-Quaresma	82
Tabela 26 – Previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua pelo método de Antunes-Cabral	84
Tabela 27 – Cálculo dos recalques e dos coeficientes de mola para cada estaca	86
Tabela 28 – Reações nos apoios devido ao peso próprio da estrutura obtidas pelo <i>software</i> SAP2000	87
Tabela 29 – Cálculo do peso próprio da estrutura	87

Tabela 30 – Máximas reações (F_3) e deslocamentos (U_3) nas estacas obtidos com a aplicação das combinações de carga	88
Tabela 31 – Capacidade de carga calculada para cada tipo de elemento da laje inferior da caixa	90
Tabela 32 – Reações (F_3) e deslocamentos (U_3) máximos obtidos pelo cálculo computacional para os elementos de fundo da laje	91
Tabela 33 – Máximas reações (F_3) e deslocamentos (U_3) nas estacas dos túneis obtidas com a aplicação das combinações de carga	91
Tabela 34 – Solicitações M_{11} e M_{22} nos elementos das estruturas do silo para uma das combinações de carga	93
Tabela 35 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos do túnel transportador à flexão simples	102
Tabela 36 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel transportador à flexão simples	102
Tabela 37 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel transportador à flexo-compressão	103
Tabela 38 – Armadura transversal necessária para os elementos do túnel transportador.	103
Tabela 39 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos do túnel de escape à flexão simples	103
Tabela 40 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel de escape à flexão simples	104
Tabela 41 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel de escape à flexo-compressão	104
Tabela 42 – Armadura transversal necessária para os elementos do túnel de escape	104
Tabela 43 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos da caixa à flexão simples	105
Tabela 44 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos da caixa à flexão simples	105

LISTA DE SIGLAS

CPT – *Cone Penetration Test*

NA – nível d'água

N_{SPT} – número de golpes necessário para fazer o amostrador do ensaio SPT penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm

RQD – *Rock Quality Designation*

SPT – *Standard Penetration Test*

SAP2000 – *Structural Analysis Program*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ELU – Estado Limite Último

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT} – índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (adimensional)

ϕ' – ângulo de atrito efetivo do solo (°)

D_r – densidade relativa (adimensional)

σ'_{vo} – tensão vertical efetiva (kPa)

γ – peso específico do solo (kN/m³)

E_S – módulo de deformabilidade do solo (MPa)

q_c – resistência de ponta medida no ensaio CPT (MPa)

ν – coeficiente de Poisson (adimensional)

E_r – empuxo no repouso (kN/m)

E_a – empuxo ativo (kN/m)

E_p – empuxo passivo (kN/m)

K_a – coeficiente de empuxo ativo (adimensional)

K_p – coeficiente de empuxo passivo (adimensional)

K_o – coeficiente de empuxo no repouso (adimensional)

σ_v – tensão vertical (kPa)

z – profundidade (m)

σ_h – tensão horizontal (kPa)

γ_{sat} – peso específico saturado do solo (kN/m³)

γ_w – peso específico da água (kN/m³)

z_w – espessura da camada de solo em contato com a estrutura com presença de água (m)

K_V ou K_{mola} – coeficiente de reação vertical ou coeficiente de mola (kN/m)

w – recalque (m) ou (mm)

Q_U – capacidade de carga da estaca (kN)

Q_{adm} – capacidade de carga máxima admissível da estaca (kN) ou (ton)

Q_P – carga de ponta ou carga de base (kN)

Q_L – carga de fuste ou carga de atrito lateral (kN)

q_p – capacidade de carga unitária de ponta (kPa)

A_p – área da seção transversal na região da ponta (m^2)

q_l – tensão limite média de atrito lateral ou de adesão entre a estaca e o solo, em cada trecho do fuste (kPa)

ΔA_l – área lateral em cada trecho do fuste (m^2)

N_p – N_{SPT} próximo à ponta da estaca (adimensional)

N_l – N_{SPT} médio para cada ΔL (adimensional)

q_{ult} – capacidade de carga da fundação superficial (kPa)

q_{adm} – capacidade de carga máxima admissível da fundação superficial (kPa)

c – coesão do solo (kPa)

D – cota de assentamento da fundação rasa (m)

N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de suporte de fundações rasas (adimensional)

E_p – módulo elástico do material que compõe a estaca (MPa)

I_0 – fator de influência para estaca incompressível num meio elástico semi-infinito (adimensional)

I – fator de influência modificado (adimensional)

R_K – fator de correção para a compressibilidade da estaca (adimensional)

R_V – fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (adimensional)

R_B – fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido (adimensional)

E_b – módulo de elasticidade do solo na ponta da estaca (MPa)

F_3 – reação vertical nos apoios do modelo estrutural (kN)

U_3 – deslocamento vertical nos apoios do modelo estrutural (kN)

M_{11} e M_{22} – momentos em relação aos eixos locais estabelecidos pelo programa SAP2000 (kN.m)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	22
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	22
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	22
2.2.1 Objetivo principal	22
2.2.2 Objetivos secundários	22
2.3 PRESSUPOSTO	23
2.4 DELIMITAÇÕES	23
2.5 LIMITAÇÕES	23
2.6 DELINEAMENTO	23
3 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO	26
3.1 ENSAIO SPT	26
3.2 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO SPT	27
3.3 MÉTODOS INDIRETOS	31
3.3.1 Ângulo de atrito	31
3.3.1.1 Solos argilosos	31
3.3.1.2 Solos arenosos	31
3.3.1.2.1 <i>Proposições de Godoy (1983) e Teixeira (1996)</i>	32
3.3.1.2.2 <i>Proposições de Mello (1971)</i>	32
3.3.2 Peso específico	33
3.3.2.1 Solos argilosos	33
3.3.2.2 Solos arenosos	34
3.3.3 Módulo de deformabilidade	34
3.3.4 Coeficiente de Poisson	36
4. CARREGAMENTOS	37
4.1 EMPUXOS DE TERRA	37
4.1.1 Coeficiente de empuxo	40
4.1.2 Empuxo no repouso	41
4.2 EMPUXO DEVIDO À SOBRECARGA	42
4.3 INFLUÊNCIA DA ÁGUA	43
5. FUNDAÇÕES	44
5.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO	44
5.2 ALTERNATIVAS DE ESTACAS	45

5.2.1 Estacas cravadas	45
5.2.1.1 Pré-moldadas de concreto	46
5.2.1.2 Metálicas	47
5.2.2 Estacas escavadas	48
5.2.2.1 Rotativas com lama bentonítica	48
5.2.2.2 Hélice contínua	49
5.3 ESCOLHA DO TIPO DE ESTACA	50
6. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	52
6.1 MODELOS DISCRETOS DE REPRESENTAÇÃO DO SOLO	54
6.2 MODELO DE WINKLER	54
6.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES	56
6.3.1 Fundações profundas	56
6.3.1.1 Método estatístico de Aoki e Velloso (1975)	58
6.3.1.2 Método estatístico de Décourt e Quaresma (1978)	59
6.3.1.3 Método estatístico de Antunes e Cabral (1996)	61
6.3.2 Fundações superficiais	62
6.4 ESTIMATIVA DE RECALQUE DE FUNDAÇÕES	63
7. ESTUDO GLOBAL DA ESTRUTURA	68
7.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA SAP2000	68
7.2 MODELO GEOMÉTRICO	69
7.3 CARREGAMENTOS	72
7.4 APOIOS	77
7.4.1 Solução 1	77
7.4.2 Solução 2	88
7.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	92
8. DETALHAMENTO	100
8.1 INFRAESTRUTURA	100
8.2 SUPERESTRUTURA	100
8.2.1 Túnel transportador	102
8.2.2 Túnel de escape	103
8.2.3 Caixa	104
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	106
REFERÊNCIAS	107
APÊNDICE A	110

1 INTRODUÇÃO

O cimento Portland é atualmente produzido em larga escala, necessitando de instalações industriais de grande porte, nas quais as matérias-primas, como os materiais calcários e argilosos, passam por diferentes processos até a obtenção do produto final. A matéria-prima, após ser extraída de jazidas, é submetida a uma operação de beneficiamento com o propósito de reduzir o material à condição de grãos, os quais são misturados em proporções adequadas que resultem em composições químicas apropriadas para o seu posterior cozimento e moagem.

Durante a fabricação do cimento Portland, os silos de homogeneização são responsáveis pelo processo de pré-homogeneização do material. Esta etapa é constituída pelo recebimento e armazenagem dos materiais britados em camadas, proporcionando uma mistura prévia desta matéria-prima, antes do encaminhamento ao processo seguinte denominado moagem de cru.

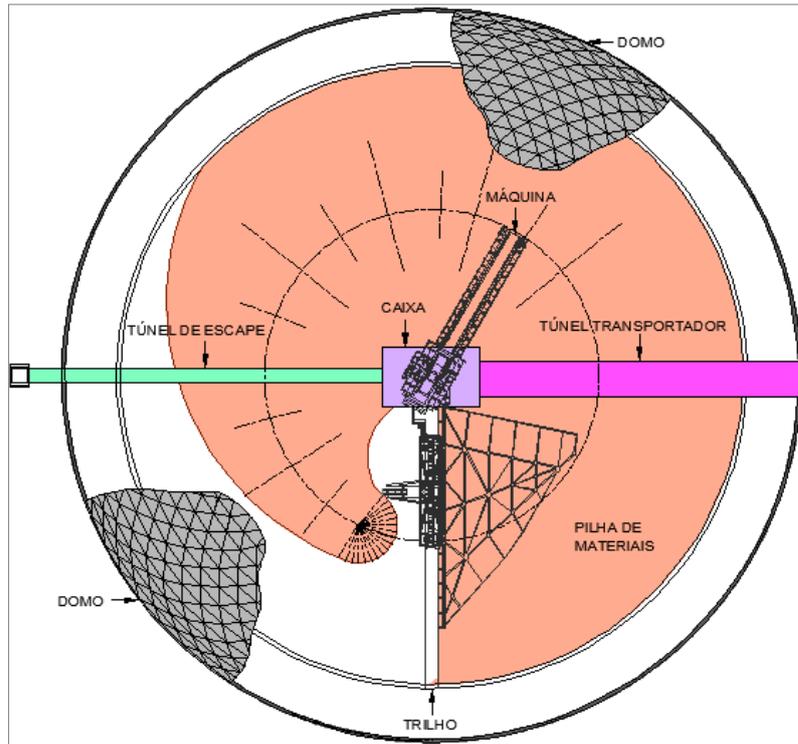
Por se tratar de uma estrutura não corrente, mas que é bastante utilizada em fábricas de cimento do mundo inteiro, devido às facilidades proporcionadas durante a fabricação deste produto, surge a necessidade de um estudo mais aprofundado para o correto desenvolvimento de um projeto deste porte. Visando solucionar problemas teóricos e práticos envolvidos no seu dimensionamento, foi desenvolvido, no presente trabalho, o projeto de uma estrutura como esta, pertencente à construção de uma nova linha de produção de uma fábrica de cimento situada na cidade de Cezarina.

Cezarina é um pequeno município brasileiro que abriga aproximadamente 7.500 habitantes e localiza-se na região Centro-Oeste, no estado de Goiás. Sua economia está baseada no comércio, na agricultura familiar e na indústria, onde há a atuação destacada da indústria de cimento. Com o notável desenvolvimento do setor da construção civil nos últimos anos, motivado pelo crescimento da economia brasileira, o consumo de cimento em todo País elevou-se, o que impulsionou o projeto de ampliação da fábrica já instalada nessa localidade.

Desta forma, identificou-se o melhor método para a elaboração dos projetos da estrutura de concreto armado e das fundações, tendo-se presente os condicionantes geotécnicos e estruturais envolvidos no processo. Nas figuras 1 e 2, tem-se, respectivamente, uma vista

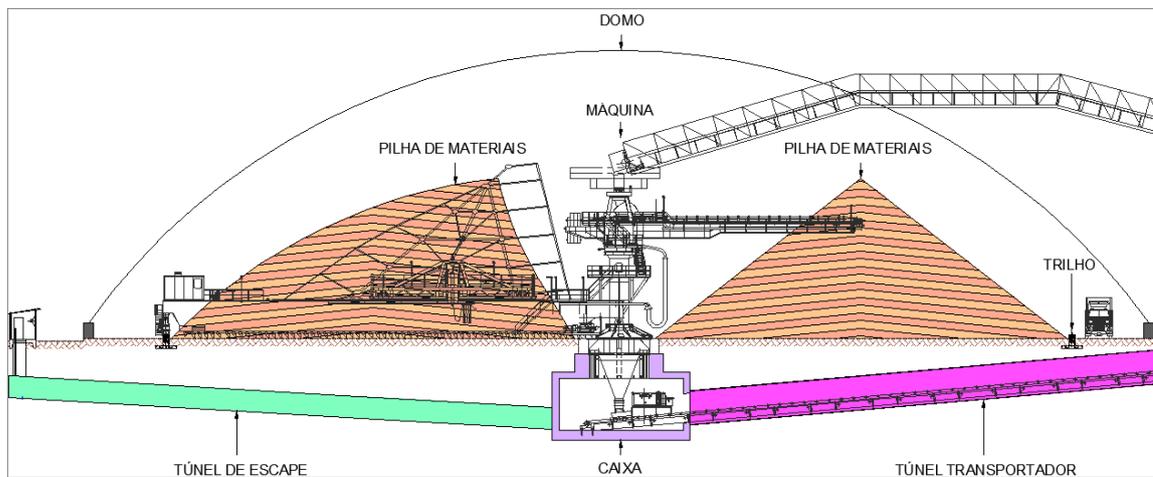
superior e um corte transversal da estrutura projetada, cuja concepção foi previamente definida pelo cliente de modo a atender à nova capacidade de produção da fábrica, cabendo a este trabalho apenas a análise e o dimensionamento da mesma.

Figura 1 – Vista superior do silo de homogeneização



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 2 – Corte transversal do silo de homogeneização



(fonte: elaborada pela autora)

Analisando as figuras 1 e 2, nota-se que o silo estudado é um depósito circular, coberto por uma estrutura de aço em forma de domo, onde ficam armazenados os materiais que serão pré-homogeneizados e transferidos para a estrutura de concreto inferior do silo através de uma máquina de grande porte localizada no centro da estrutura. Esta máquina, chamada de *stacker reclaimer*, é muito utilizada no tratamento de materiais a granel e utiliza pontes que se movimentam ao longo dos trilhos, os quais formam um anel em torno da estrutura. Quanto à estrutura central enterrada, em concreto armado, é constituída por uma caixa, conectada a dois túneis, sendo um de escape, utilizado em situações emergenciais, e o outro transportador, utilizado para conduzir o material pré-homogeneizado para a etapa seguinte de produção, a moagem de cru.

Esta estrutura enterrada é submetida a um carregamento horizontal produzido pela massa de solo que a circunda e pela influência do nível d'água. Há, também, um carregamento vertical uniformemente distribuído ao longo de toda a superfície circular do silo, produzido pelos materiais ali depositados. Além disto, deve-se considerar ainda a combinação de carregamentos produzidos pela máquina homogeneizadora, devido às diversas posições assumidas durante o seu funcionamento.

Portanto, para o dimensionamento da estrutura central enterrada e escolha do tipo de fundação mais adequado, foi imprescindível o conhecimento dos parâmetros de resistência do solo local, os quais foram estimados a partir de um ensaio SPT, através de correlações empíricas com o número de golpes obtido. Como é sabido que esta região é caracterizada geologicamente pela existência de solos moles e de baixa resistência, foi sugerida a execução de fundações profundas do tipo estacas hélice contínua como apoios para toda a base da estrutura.

A fim de avaliar os melhores métodos para a resolução deste projeto, foram realizadas análises estruturais em um programa computacional baseado no método dos elementos finitos. Nestas análises, a estrutura central foi ensaiada em conjunto com as fundações, adotando um modelo representativo do comportamento do solo para simular a interação entre a superestrutura e a infraestrutura. O detalhamento estrutural dos elementos constituintes do silo também foi de fundamental importância, minimizando, assim, problemas nas ligações entre os elementos.

Com o objetivo de apresentar de maneira clara o estudo realizado, este trabalho foi dividido em nove capítulos. Neste **primeiro capítulo**, foram descritas as considerações iniciais sobre o tema, destacando sua importância e justificando a abordagem deste assunto. O **capítulo 2** apresenta o método de pesquisa, sendo formado pela questão de pesquisa, objetivos principais e secundários, pressupostos, delimitações, limitações e delineamento da pesquisa. No **capítulo 3** é destacada a importância da execução de ensaios de campo ou laboratoriais, e a aplicação dos seus resultados para a realização de uma estimativa dos parâmetros do solo necessários para interpretar o seu comportamento mecânico como o ângulo de atrito interno, o peso específico, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson. O **capítulo 4** apresenta considerações a respeito da determinação das ações produzidas sobre estruturas enterradas em geral, como a ação da água, as sobrecargas externas e os empuxos de terra. O **capítulo 5** aborda conceitos gerais sobre fundações, explicando alguns procedimentos a serem seguidos para a escolha da melhor alternativa; além de descrever algumas das fundações profundas de maior destaque no atual cenário brasileiro. O **capítulo 6** explica a importância da consideração da interação solo-estrutura em projetos especiais e sugere um modelo de representação do solo baseado na teoria da elasticidade, abordando métodos de previsão da capacidade de carga e estimativa de recalques em fundações. O **capítulo 7** explica as etapas principais para a elaboração do modelo estrutural no *software* SAP2000, bem como a interpretação dos resultados finais obtidos pela análise computacional. No **capítulo 8** são apresentados o dimensionamento e o detalhamento dos elementos da infraestrutura e da superestrutura, e, por último, no **capítulo 9**, são feitas as considerações finais sobre o trabalho realizado.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual seria uma solução para os projetos estrutural e de fundações de um silo de homogeneização em concreto armado de uma fábrica de cimento que localiza-se no município de Cezarina, Goiás?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o desenvolvimento dos projetos estrutural e de fundações do silo estudado seguindo os requisitos propostos pelas normas vigentes e literatura especializada e as dimensões previamente indicadas pelo cliente.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) apresentação da definição do carregamento sobre a estrutura em concreto armado do silo;
- b) elaboração de um roteiro para escolha de fundações frente às características do solo encontrado no local;
- c) descrição do método de dimensionamento da estrutura.

2.3 PRESSUPOSTO

Como pressuposto básico da pesquisa, admitem-se válidas as normas referentes ao projeto de estruturas em concreto armado e de fundações, bibliografia esta que serviu de apoio para o desenvolvimento do trabalho.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de um silo de homogeneização de uma fábrica de cimento, cujo projeto arquitetônico foi fornecido pelo cliente.

2.5 LIMITAÇÕES

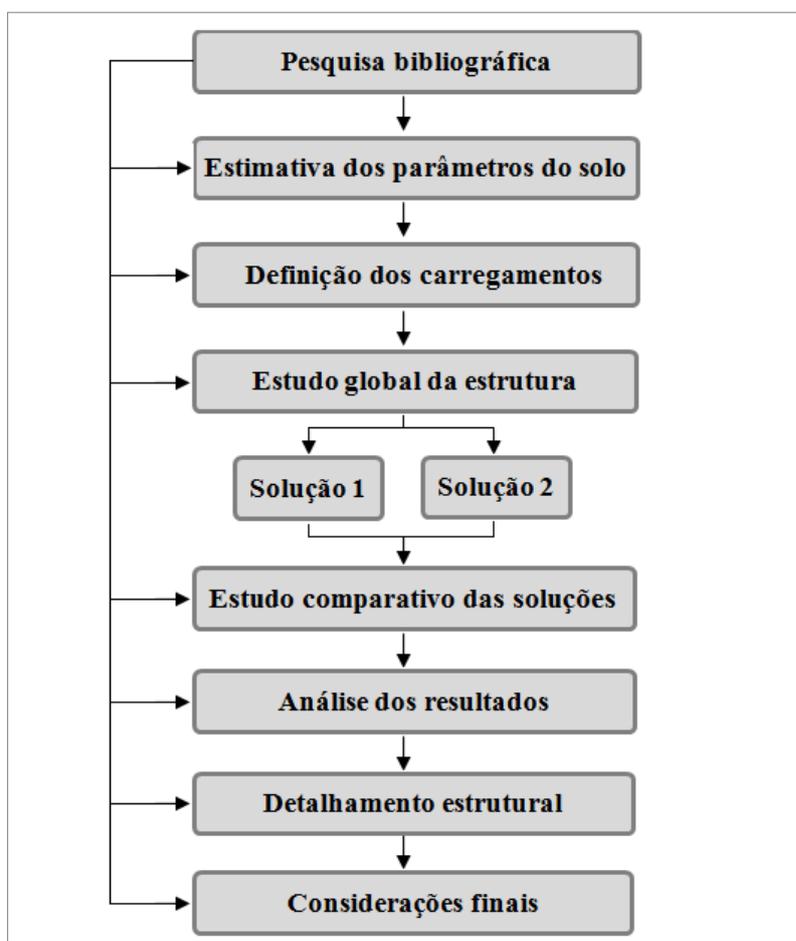
O trabalho limita-se aos projetos estrutural dos componentes em concreto armado moldados *in loco* e de fundações, considerando as características do solo do local.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 3, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) estimativa dos parâmetros do solo;
- c) definição dos carregamentos;
- d) estudo global da estrutura,
 - solução 1;
 - solução 2;
- e) estudo comparativo das soluções;
- f) análise dos resultados;
- g) detalhamento estrutural;
- h) considerações finais.

Figura 3 – Representação esquemática do delineamento da pesquisa



(fonte: elaborada pela autora)

Em primeiro lugar, foi realizada uma **pesquisa bibliográfica** em livros e normas técnicas com o objetivo de aprofundar e consolidar os conhecimentos relativos ao desenvolvimento de projetos deste porte e assim propor uma metodologia de trabalho adequada para a resolução do problema de pesquisa. Como se pode observar no fluxograma, esta revisão foi essencial em todas as etapas da pesquisa e prolongou-se durante todo o desenvolvimento do trabalho de conclusão.

Para dar andamento ao projeto, foi necessário, primeiramente, proceder ao reconhecimento das solicitações a que a estrutura está submetida, as quais foram definidas após a caracterização geológica da região. Para isto, foi necessário identificar e classificar as diversas camadas componentes do substrato, assim como avaliar as suas propriedades de Engenharia. Desta forma, foram utilizados os resultados de um ensaio SPT realizado no local, com os quais foram feitas correlações empíricas para obtenção de uma **estimativa dos parâmetros do solo**.

Com os valores de ângulo de atrito e peso específico determinados para cada camada constituinte do subsolo, foi possível prosseguir com a **definição dos carregamentos** atuantes sobre a estrutura confinada. Desta forma, foram calculadas as solicitações horizontais sobre as paredes do silo, sendo estas provocadas pelos empuxos devido ao peso do solo, ao nível d'água e à sobrecarga externa aplicada permanentemente sobre o silo.

Uma vez conhecidos os mecanismos do comportamento deste solo e suas peculiaridades, foi dada continuidade ao desenvolvimento do projeto através do **estudo global da estrutura**. Nesta etapa, com o auxílio de um *software* de cálculo estrutural foram analisadas duas possíveis soluções para o projeto, chamadas de **solução 1** e **solução 2**, onde o diferencial entre elas foi o tipo de fundação adotado para a base da caixa. Assim, realizando um **estudo comparativo das soluções** foram determinados os coeficientes de segurança globais mínimos e a viabilidade de execução de cada uma das alternativas, realizando a escolha da melhor opção.

Na etapa seguinte, foi realizada a **análise dos resultados** gerados pelo programa considerando a pior situação de carregamento. Avaliaram-se os esforços internos dos elementos da superestrutura e das cargas resultantes sobre a infraestrutura, a partir dos quais foi feito o dimensionamento. Logo após a verificação dos esforços solicitantes sobre o silo e suas fundações, foi realizado um **detalhamento estrutural** de todos estes elementos, a fim de evitar problemas nas disposições finais e ligações entre os mesmos durante a etapa construtiva, e, dessa maneira, garantir a segurança e o bom funcionamento da estrutura. Por último, através de uma análise final dos resultados obtidos com a realização deste trabalho, foram feitas as **considerações finais** sobre este projeto.

3 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO

Os projetos de fundações e de estruturas confinadas por um maciço terroso, em geral, contemplam cargas aplicadas pela obra e uma resposta do solo a estas solicitações. Por serem muito distintos entre si, os solos respondem de maneira muito variável, e, por isto, o conhecimento das características e do tipo de solo existente torna-se pré-requisito para projetos seguros e econômicos.

Segundo Schnaid, (2000, p. 1), somente com a execução de ensaios de campo ou laboratoriais é que é possível definir de maneira satisfatória a estratigrafia do subsolo, assim como estimar as propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos, as quais são informações indispensáveis à correta definição da solução a ser adotada para os mais variados tipos de projetos geotécnicos. Como no Brasil, os custos envolvidos na execução de ensaios de campo correspondem normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, os mesmos são predominantes em relação aos ensaios laboratoriais, que envolvem custos relativamente superiores.

Dada a importância do reconhecimento do solo para o desenvolvimento do projeto, são apresentadas nos próximos itens, a descrição de um dos ensaios de campo mais difundidos no país e algumas metodologias básicas de interpretação e tratamento dos dados extraídos do mesmo, a fim de se obter os parâmetros geotécnicos do solo estudado.

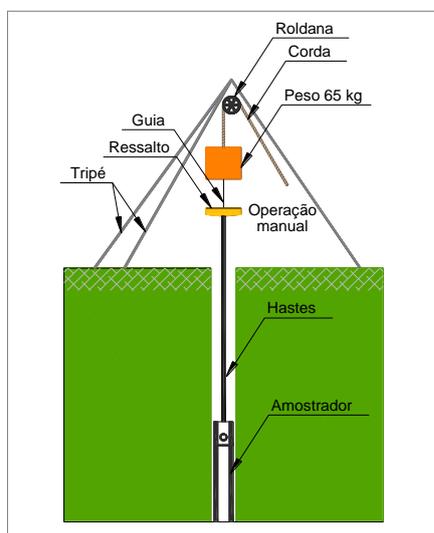
3.1 ENSAIO SPT

Schnaid (2000, p. 9) classifica o *Standard Penetration Test* (SPT) como sendo o ensaio de campo mais popular e econômico, realizado na maioria dos países do mundo, especialmente no Brasil, cujos resultados são sistematicamente utilizados em métodos rotineiros de projeto de fundações sejam elas diretas ou profundas. A elevada utilização deste ensaio se deve às grandes vantagens oferecidas em relação aos demais, entre elas, a simplicidade dos procedimentos e equipamentos e o baixo custo de obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000, p. 10).

Por outro lado, as desvantagens consistem na sua diversidade de técnicas executivas e nas variações entre os equipamentos empregados, que divergem conforme fatores locais e grau de desenvolvimento de uma região, o que resulta em desuniformidade dos resultados obtidos. Além disso, para que os valores sejam confiáveis e representativos, deve-se realizar o treinamento da mão de obra e uma supervisão durante a realização do ensaio (SCHNAID, 2000, p. 10).

O ensaio SPT, ilustrado na figura 4, caracteriza-se em realizar uma medida de resistência dinâmica do solo, que, conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento, permite também a análise do tipo de solo atravessado e a determinação do nível do lençol freático. O procedimento é feito através da cravação manual de um amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50 mm, no fundo de uma escavação, usando um peso de 65 kg caindo de uma altura de 75 cm, com a ajuda do conjunto tripé, roldanas e corda para auxiliar no levantamento deste peso. A medida retirada do ensaio, o índice de resistência à penetração N_{SPT} , é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm, até atingir o impenetrável (SCHNAID, 2000, p. 9).

Figura 4 – Ilustração do ensaio SPT



(fonte: SCHNAID, 2000, p. 10)

3.2 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO SPT

Este tipo de ensaio de campo pode ser realizado com a finalidade de atender a inúmeras aplicações. Entre elas destaca-se, neste trabalho, a amostragem para a identificação dos

diferentes horizontes encontrados ao longo do perfil de solo e também a possibilidade de realização de estimativas das suas propriedades geotécnicas a partir de algumas correlações empíricas presentes na literatura.

A primeira aplicação atribuída ao ensaio SPT consiste na determinação do perfil geotécnico do subsolo, quando através da análise tátil-visual do material recolhido pelo amostrador-padrão é possível identificar e classificar os diferentes materiais que compõem o substrato. A caracterização dos solos, quanto à compactidade e à consistência, é feita através do sistema de classificação apresentado na tabela 1, amplamente utilizado no Brasil e recomendado pela NBR 7250 (SCHNAID, 2000, p. 19).

Tabela 1 – Classificação dos estados de compactidade e de consistência dos solos pela NBR 7250

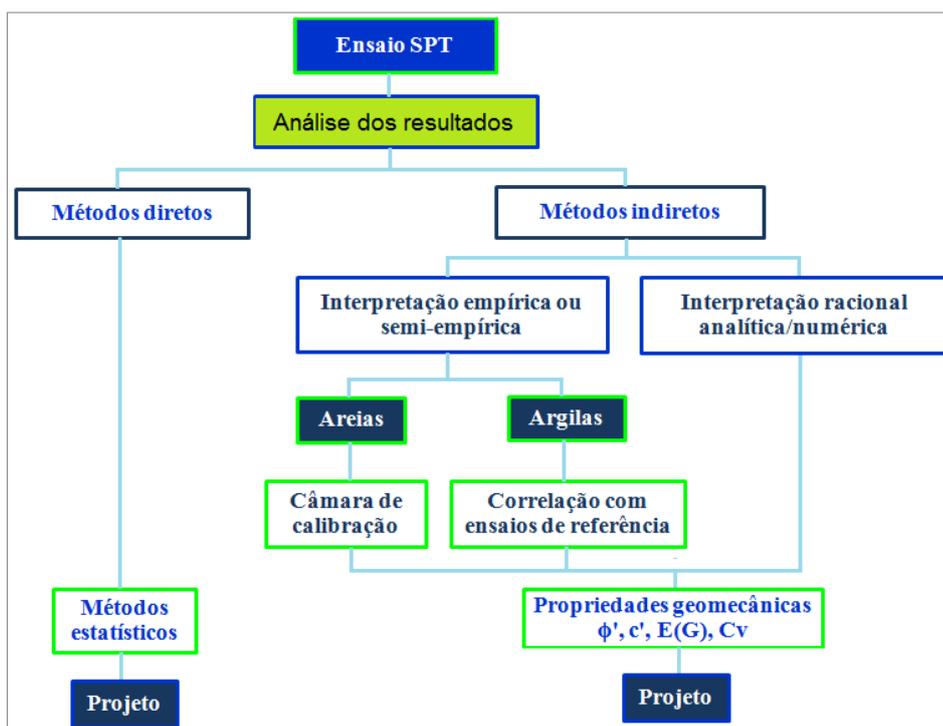
Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	< 4	Fofa
	5 – 8	Pouco compacta
	9 – 18	Medianamente compacta
	19 – 40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	< 2	Muito mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média
	11 – 19	Rija
	> 19	Dura

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 2)

Para o projeto do silo foi realizado um único furo de sondagem de simples reconhecimento, posicionado na região central da estrutura. O relatório deste ensaio está apresentado na figura 5, cujos resultados foram considerados válidos para toda a superfície de projeto, adotando-se, assim, um perfil geotécnico homogêneo para a região. Analisando o relatório apresentado, observa-se que nos dois primeiros metros de profundidade há a presença de **argila mole**, seguida por uma camada de quatro metros de **silte argiloso** com consistência variando entre mole e dura e, logo abaixo, uma camada de dez metros de **silte arenoso** com compactidade variando entre média e elevada, a qual se estende até o **maciço rochoso**, localizado há 16 m de profundidade. O limite de sondagem foi estabelecido na cota 26,65 m, e o nível d'água localizado a 8,20 m de profundidade.

O tratamento dos resultados de um ensaio SPT visando à obtenção de dados necessários para o desenvolvimento de um projeto geotécnico pode ser realizado segundo dois métodos distintos. Estes métodos são denominados de diretos e indiretos, os quais estão exemplificados no diagrama da figura 6.

Figura 6 – Interpretação dos resultados do ensaio SPT



(fonte: adaptada de SCHNAID, 2000, p. 4)

A primeira maneira de interpretação dos resultados refere-se à utilização de **métodos diretos**, os quais possuem natureza empírica ou semi-empírica e, a partir de métodos estatísticos, as medidas do ensaio são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. Desta forma, os resultados do SPT aplicam-se diretamente à estimativa da capacidade de carga de fundações e previsão de recalques, sem necessitar determinar parâmetros intermediários (SCHNAID, 2000, p. 21). Os métodos de previsão da capacidade de carga e recalques de fundações são descritos mais detalhadamente no capítulo 6.

A segunda forma de interpretação se dá com o emprego de **métodos indiretos**, os quais aplicam os resultados do ensaio na previsão dos parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo. Assim, é possível a utilização de formulações clássicas provenientes da Mecânica dos Solos para abordagens de projetos (SCHNAID, 2000, p. 21).

3.3 MÉTODOS INDIRETOS

Na prática da Engenharia, geralmente, recorre-se a procedimentos indiretos para obtenção de dados sobre as características e comportamento mecânico *in situ* do solo analisado. A moldagem de corpos de prova para a execução de ensaios laboratoriais é uma operação delicada e difícil de ser executada, sendo as sondagens a percussão, muitas vezes, as únicas fontes disponíveis para análises preliminares de projetos geotécnicos. Neste item, são apresentadas algumas indicações para o uso dos resultados do ensaio SPT para determinação de alguns parâmetros específicos como: ângulo de atrito, peso específico, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson.

3.3.1 Ângulo de atrito

Para a adoção do ângulo de atrito de projeto, deve-se ter presente, em primeiro lugar, a granulometria dos solos analisados, para poder avaliar a viabilidade do uso das correlações empíricas. A seguir são apresentadas recomendações para o tratamento dos dados extraídos do ensaio SPT para a determinação deste indicador conforme o tipo de solo ensaiado.

3.3.1.1 Solos argilosos

Solos moles e coesivos, que possuem N_{SPT} inferiores a cinco, são compressíveis e pouco resistentes e, portanto, não se recomenda a utilização de correlações empíricas com o número de golpes, mesmo porque nesta faixa de variação, de zero a cinco, estes ensaios não são muito representativos. A compressibilidade e rigidez dos solos coesivos são dependentes não apenas do nível de deformação, mas também do histórico de tensões deste solo, velocidade de carregamento e de dissipação da poro-pressão. Portanto, para a previsão de resistência não-drenada de depósitos de argilas moles os ensaios mais adequados são os ensaios de palheta e piezocones (SCHNAID, 2000, p. 24).

3.3.1.2 Solos arenosos

Em solos granulares, é comum estabelecer correlações entre N_{SPT} e o ângulo de atrito efetivo do solo, ϕ' . Algumas correlações empíricas usuais adotadas na prática são apresentadas a seguir.

Vale ressaltar que os valores obtidos pela utilização destas correlações devem se enquadrar nos valores típicos característicos para estes solos. A tabela 2 apresenta uma avaliação deste parâmetro para solos arenosos em função de suas compacidades (MARANGON, 2012, p. 83).

Tabela 2 – Avaliação da resistência dos solos arenosos em função da compactidade

Parâmetro	Areias e Solos Arenosos				
	Muito fofa	Fofa	Média	Compacta	Muito Compacta
Densidade Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85 – 1,0
SPT	0	4	10	30	50
ϕ'	25° – 30°	27° – 32°	30° – 35°	35° – 40°	38° – 43°

(fonte: MARANGON, 2012, p. 83)

3.3.1.2.1 Proposições de Godoy (1983) e Teixeira (1996)

Estas duas proposições estabelecem uma relação direta entre o índice de resistência à penetração N_{SPT} e o ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' . Estes dois parâmetros são correlacionados através da equação 1, proposta por Godoy¹ (1983 apud LORENZI, 2012, p. 29) e a equação 2, proposta por Teixeira² (1996 apud LORENZI, 2012, p. 29):

$$\phi' = 28 + 0,4xN_{SPT} \quad (\text{equação 1})$$

$$\phi' = \sqrt{20xN_{SPT}} + 15 \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo (°);

N_{SPT} = índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (adimensional).

3.3.1.2.2 Proposição de Mello (1971)

Estabelece uma relação entre o índice de resistência à penetração N_{SPT} , a densidade relativa D_r e o ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' . A correlação geralmente utilizada para a estimativa de

¹ GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. São Carlos, 1983. Palestra técnica na Escola de Engenharia de São Carlos.

² TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de Fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Resumos...** [S. l.: s. n.], 1996. n. 1, p. 33-50.

D_r , é dada pela equação 3 (SKEMPTON³, 1986 apud SCHNAID, 2000, p. 21). Uma vez estabelecido o valor de D_r , para convertê-lo em ϕ' utiliza-se a correlação estabelecida através da equação 4 (MELLO⁴, 1971 apud SCHNAID, 2000, p. 22):

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,28\sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2} \quad (\text{equação 3})$$

$$(1,49 - D_r)\tan\phi' = 0,712 \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

D_r = densidade relativa (adimensional);

N_{SPT} = índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (adimensional);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo (°).

3.3.2 Peso específico

Para a determinação do peso específico do solo, não havendo a possibilidade de realização de um ensaio laboratorial, podem-se adotar valores aproximados estabelecidos por alguns autores conforme a consistência e o índice de resistência à penetração do SPT do material analisado. Os valores de referência diferenciam-se entre os solos argilosos e arenosos ou granulares, conforme apresentado nos próximos itens.

3.3.2.1 Solos argilosos

Para os solos argilosos de variadas consistências, os valores de referência para os pesos específicos estão apresentados na tabela 3.

³ SKEMPTON, A. W. Standard Penetration Test: procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Géotechnique**, [S. l.], v. 36, n. 3, p. 425-447, 1986.

⁴ O autor não indica a referência desta obra.

Tabela 3 – Valores estimados para o peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m^3)	
		Areia seca	Úmida
≤ 2	Muito mole	13	15
3 – 5	Mole	15	17
6 – 10	Média	17	19
11 – 19	Rija	19	21
≥ 20	Dura	21	

(fonte: GODOY⁵, 1972 apud LORENZI, 2012, p. 27)

3.3.2.2 Solos arenosos

Para os solos granulares de variadas compacidades, os valores de referência para os pesos específicos estão apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Valores estimados para o peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m^3)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

(fonte: GODOY⁶, 1972 apud MARANGON, 2012, p. 86)

3.3.3 Módulo de deformabilidade

Para a determinação do módulo de deformabilidade do solo é comum utilizar artifícios empíricos, que procuram relacionar este parâmetro à resistência de ponta do ensaio de penetração contínua CPT (*Cone Penetration Test*), ou ao índice de resistência à penetração SPT; ou também é possível determiná-lo a partir de resultados de provas de carga sobre placas. Quando não são disponibilizados ensaios de laboratório, nem provas de cargas sobre placa, podem ser utilizados resultados de ensaios penetrométricos, os quais, apesar de envolverem uma série de fenômenos complexos como deformações, subpressões neutras em solos saturados e altas tensões desenvolvidas na ponta, são uma fonte confiável para a obtenção deste parâmetro. Assim, inúmeras tentativas foram feitas procurando correlacionar o módulo de deformabilidade com a resistência de ponta q_c medida no ensaio de penetração do cone holandês, até se obter uma relação que representasse de maneira satisfatória o comportamento do solo, expressa neste trabalho pela equação 5 (TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 253):

⁵ GODOY, N. S. **Fundações**. São Carlos: USP, 1972. Notas de aula do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos.

⁶ opus citatua.

$$E_S = \alpha \cdot q_c \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

E_S = módulo de deformabilidade do solo (MPa);

α = coeficiente empírico que varia em função do tipo de solo (adimensional);

q_c = resistência de ponta medida no ensaio CPT (MPa).

Teixeira e Godoy (1998, p. 253), após uma vasta pesquisa na literatura técnica, atribuíram para o coeficiente α valores variando entre 1,5 e 8, para solos arenosos e plásticos compressíveis, respectivamente. Assim, não se dispondo de melhores dados para estimativas grosseiras do módulo de deformabilidade, adotaram como valores válidos para este coeficiente os valores apresentados na tabela 5 que variam conforme o tipo de solo.

Tabela 5 – Valores estimados para o coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

(fonte: TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 253)

Quando a investigação geotécnica preliminar é ainda mais precária e não se dispõe de ensaios de penetração de cone, podem ser utilizados os ensaios de penetração executados nas sondagens de reconhecimento à percussão, através da correlação expressa pela equação 6. Os valores do coeficiente K que relacionam estas duas medidas, dependem também do tipo de solo analisado e estão apresentados na tabela 6 (TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 253).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

q_c = resistência de ponta medida no ensaio CPT (MPa);

N_{SPT} = índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (adimensional);

K = coeficiente empírico que varia em função do tipo de solo (MPa).

Tabela 6 – Valores estimados para o coeficiente K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

(fonte: TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 253)

Assim como para o ângulo de atrito, os valores obtidos para o módulo de deformabilidade devem se enquadrar nos valores típicos característicos para estes solos. A tabela 7 apresenta uma avaliação de parâmetros dos solos arenosos e argilosos em função de suas compacidades e consistências (MARANGON, 2012, p. 83).

Tabela 7 – Avaliação de parâmetros de deformabilidade dos solos arenosos e argilosos em função da compactidade e consistência

Areias e Solos Arenosos					
Parâmetro	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito Compacta
E (MPa)	1 – 5	5 – 14	14 – 40	40 – 70	> 70
Argilas e Solos Argilosos					
Parâmetro	Muito mole	Mole	Média	Rija	Dura
E (MPa)	0,3 – 1,2	1,2 – 2,8	2,8 – 5	5 – 15	> 15

(fonte: MARANGON, 2012, p. 83)

3.3.4 Coeficiente de Poisson

Teixeira e Godoy (1998, p. 254), também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo, reproduzidos na tabela 8.

Tabela 8 – Valores estimados para o coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

(fonte: TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 254)

4. CARREGAMENTOS

O carregamento atuante sobre qualquer estrutura enterrada é basicamente sempre o mesmo, e, em geral, é composto de três parcelas básicas de empuxos: os de terra, o devido a sobrecargas externas e o devido à água. A seguir estão apresentadas considerações a respeito da determinação das ações produzidas por cada uma das parcelas mencionadas.

4.1 EMPUXOS DE TERRA

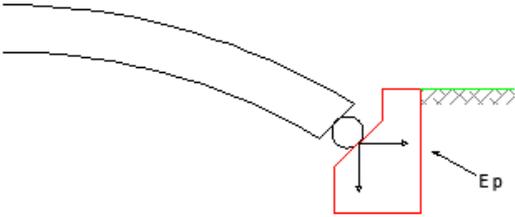
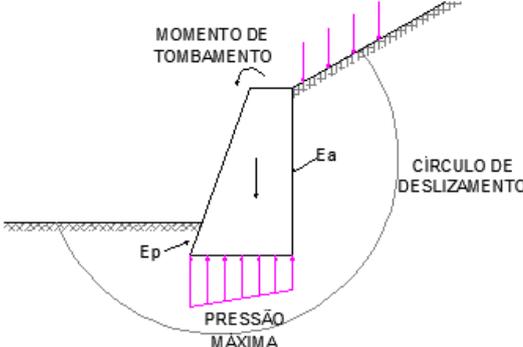
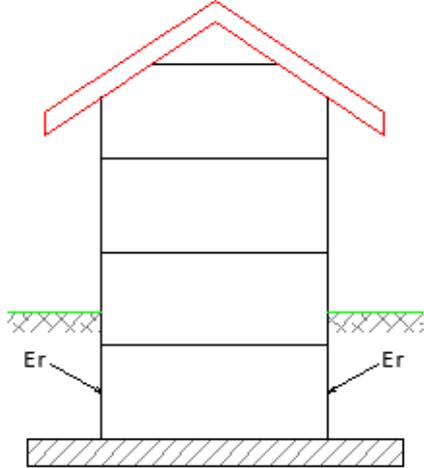
Pode-se definir empuxo de terra como sendo a ação produzida pelas pressões de contato entre o maciço terroso e uma estrutura enterrada. A sua determinação é de fundamental importância para a análise e projeto de diversas estruturas como, por exemplo, muros de arrimo, construções de subsolos, encontros de pontes e fundações.

Este assunto corresponde a um dos mais complexos da Mecânica dos Solos, pois a interpretação do comportamento solo-elemento estrutural não é uma tarefa fácil, o que muitas vezes torna o problema difícil de ser resolvido analiticamente. É por esta razão, que, na prática, as teorias existentes para a determinação dos valores de empuxo adotam hipóteses simplificadoras para simular as condições reais, as quais consideram três diferentes situações de equilíbrio.

A primeira delas é a situação de **empuxo no repouso** (E_r), que ocorre quando o deslocamento da estrutura em relação a sua posição inicial é nulo ou desprezível e por isso é denominado também de estado geostático. A segunda delas denomina-se **empuxo ativo** (E_a), na qual se admite que o suporte resiste, porém sofre um pequeno deslocamento em relação à sua posição inicial contrário ao maciço suportado. Neste caso, ocorre um alívio de tensões no maciço que também se deforma, provocando a diminuição da força de empuxo atuante sobre a parede. A terceira e última condição, contrariamente a anterior, ocorre quando o suporte desloca-se de encontro ao maciço e denomina-se **empuxo passivo** (E_p). Assim as tensões no interior do maciço são elevadas, o solo é comprimido e a força de empuxo atuante sobre a parede aumenta proporcionalmente ao deslocamento da mesma (CAPUTO, 1987, p. 105).

Na prática, a ocorrência destes tipos de empuxo é facilmente observada em diversas estruturas habituais. Como exemplo disto, pode-se citar o empuxo no repouso atuante sobre as paredes de um subsolo de um edifício; o empuxo ativo sobre um muro de arrimo e o empuxo passivo contra o apoio de uma ponte em arco (quadro 1) (CAPUTO, 1987, p. 106).

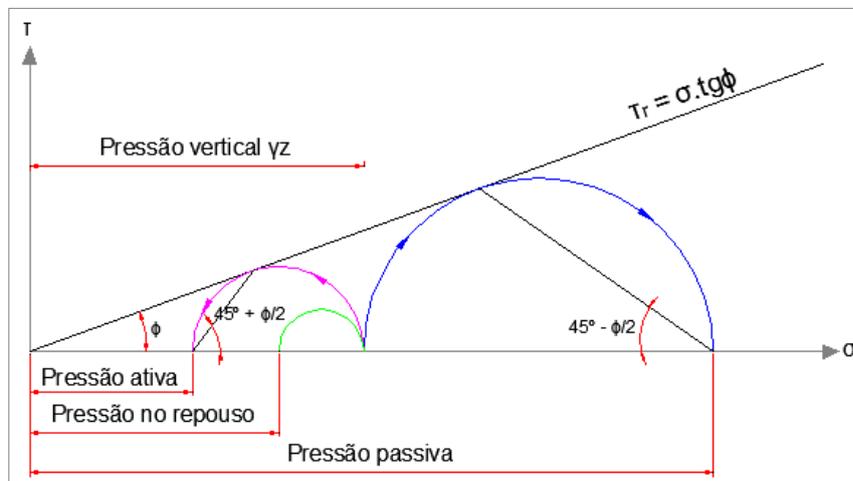
Quadro 1 – Exemplos de ocorrência de empuxos passivos, ativos e no repouso

<p>EMPUXO PASSIVO</p>	 <p>(fonte: WIKIPÉDIA, 2012)</p>	
<p>EMPUXO ATIVO</p>	 <p>(fonte: MACCAFERRI, 2012)</p>	
<p>EMPUXO NO REPOUSO</p>	 <p>(fonte: SOLOTRAT, 2012)</p>	

(fonte: adaptado de CAPUTO, 1987, p.106)

Para o presente trabalho foi considerada apenas a influência do empuxo no repouso, devido ao fato de a estrutura projetada ser muito rígida e estar totalmente confinada no maciço terroso. Caso o empuxo ativo fosse mobilizado em uma das faces, o solo na face oposta seria comprimido pela estrutura e as tensões necessárias para a mobilização do empuxo passivo deveriam ser significativamente superiores. Com o auxílio do traçado dos círculos de Mohr e da envoltória de resistência, representado na figura 7, é possível entender melhor este processo.

Figura 7 – Representação, segundo o critério de Mohr, dos três estados de empuxo: em repouso, ativo e passivo



(fonte: CAPUTO, 1987, p. 109)

Com base na figura 7, partindo da pressão vertical observa-se que, quando o maciço se expande, a tensão horizontal decresce até que o círculo torne-se tangente à reta de Coulomb; neste ponto, com a mobilização do empuxo ativo, ocorre a ruptura. Quando, ao contrário, o solo é comprimido lateralmente, a tensão horizontal tem que crescer consideravelmente até atingir a envoltória de ruptura (CAPUTO, 1987, p. 109). Com isso é possível constatar que a tensão necessária para mobilizar o empuxo passivo é muito superior à tensão que mobiliza o empuxo ativo; e, como na estrutura projetada a mobilização do empuxo ativo implica necessariamente na mobilização do empuxo passivo, pode-se considerar que a estrutura é suficientemente rígida e, portanto encontra-se em repouso.

4.1.1 Coeficiente de empuxo

Conforme Caputo (1987, p. 103-104), nas três condições descritas anteriormente, pode-se relacionar as tensões horizontais desenvolvidas, com as tensões verticais atuantes, através do coeficiente de empuxo que pode ser ativo (K_a), passivo (K_p) ou em repouso (K_0). Segundo o autor, considerando uma massa semi-infinita de solo (figura 8a), a tensão vertical desenvolvida ao longo de uma determinada profundidade é dada pela equação 7:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

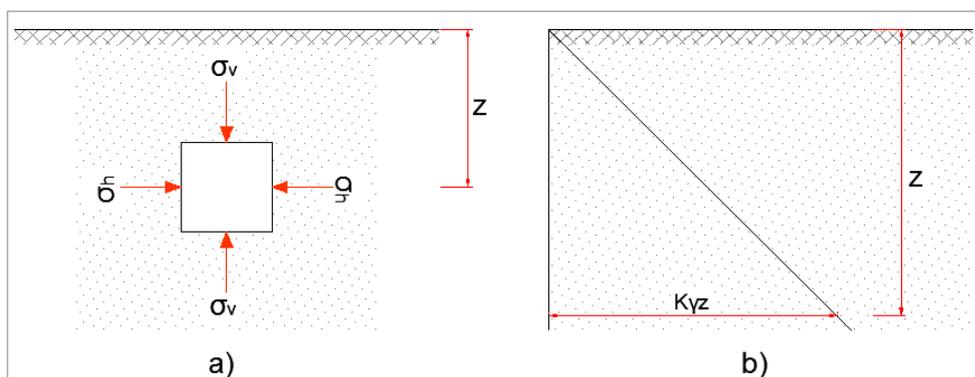
σ_v = tensão vertical (kPa);

γ = peso específico do solo (kN/ m³);

z = profundidade (m).

Caso uma parte desta massa seja retirada e substituída por um plano imóvel, indeformável e sem atrito, conforme apresentado na figura 8b, o estado de tensões da outra parte do maciço não sofre variação.

Figura 8 – Tensões atuantes (a) em uma massa semi-infinita de solo e (b) quando uma parte do maciço é eliminada e substituída por um plano imóvel, indeformado e sem atrito



(fonte: CAPUTO, 1987, p. 104)

Assim, a tensão sobre o plano será horizontal, crescerá linearmente com a profundidade, e será dada pela equação 8:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v = K \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

σ_h = tensão horizontal (kPa);

σ_v = tensão vertical (kPa);

K = coeficiente de empuxo (adimensional);

γ = peso específico do solo (kN/ m³);

z = profundidade (m).

4.1.2 Empuxo no repouso

Para a situação de repouso, foi estabelecido por Jaky⁷ (1994 apud CAPUTO, 1987, p. 104), que o valor do coeficiente de empuxo no repouso, para areias e argilas normalmente adensadas, é dado pela equação 9:

$$K_0 \cong 1 - \text{sen}\phi' \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso (adimensional);

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo (°).

Os valores para o coeficiente de empuxo no repouso, estabelecidos experimentalmente conforme o tipo de solo, estão listados na tabela 9.

Tabela 9 – Valores para o coeficiente de empuxo no repouso

Solo	K_0
Argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,5
Areia compacta	0,40 a 0,45

(fonte: CAPUTO, 1987, p. 104)

⁷ O autor não indica a referência desta obra.

Desta maneira, obtém-se para o valor do empuxo resultante no repouso, a equação 10:

$$E_r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_0 \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

E_r = empuxo no repouso (kN/m);

γ = peso específico do solo (kN/m³);

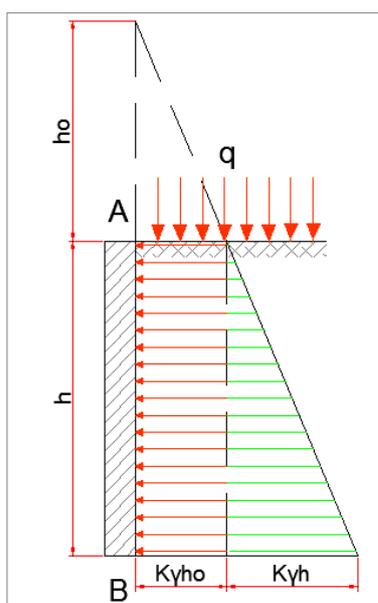
z = profundidade (m);

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso (adimensional).

4.2 EMPUXO DEVIDO À SOBRECARGA

Para o efeito de uma sobrecarga externa uniforme q atuante sobre o terreno, Caputo (1987, p. 113) afirma que “[...] ele pode também ser considerado como uma altura equivalente de terra, h_o , escrevendo-se: $h_o = q/\gamma$, sendo γ o peso específico do terreno.”. Neste caso, o diagrama final das solicitações atuantes sobre a estrutura é trapezoidal, conforme exemplificado na figura 9, e a resultante do empuxo, apresentada pela equação 11, está acima do terço inferior da altura h da parede.

Figura 9 – Efeito da sobrecarga no diagrama de empuxos



(fonte: CAPUTO, 1987, p. 113)

$$E_r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_0 + q \cdot z \cdot K_0 \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

E_r = empuxo no repouso (kN/m);

γ = peso específico do solo (kN/m³);

z = profundidade (m);

q = sobrecarga uniformemente distribuída (kPa);

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso (adimensional).

4.3 INFLUÊNCIA DA ÁGUA

Caso haja a presença de água no solo, existirão dois tipos de empuxos agindo sobre a estrutura: um originado pela água e o outro pelo solo. Neste caso, para o peso específico da água deve-se adotar o valor padrão de 10 kN/m³, e aconselha-se calcular a pressão exercida pelo solo com um o peso específico saturado. Além disso, as tensões neutras devem ser subtraídas das tensões horizontais do solo sobre a estrutura, pois os coeficientes de empuxo devem sempre ser utilizados em termos de tensão efetiva. O empuxo total atuante sobre a estrutura é dado, portanto pela equação 12 (CAPUTO, 1987, p. 113):

$$E_r = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{sat} \cdot z - \gamma_w \cdot z_w) \cdot z \cdot K_0 + \frac{\gamma_w \cdot z_w^2}{2} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

E_r = empuxo no repouso (kN/m);

γ_{sat} = peso específico saturado do solo (kN/m³);

z = profundidade (m);

γ_w = peso específico da água (kN/m³);

z_w = espessura da camada de solo em contato com a estrutura com presença de água (m);

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso (adimensional).

5. FUNDAÇÕES

Este capítulo aborda de maneira geral alguns procedimentos a serem adotados para a correta escolha do tipo de fundação. Além disso, descreve as possibilidades de utilização, as etapas construtivas e as características principais de algumas alternativas de estacas.

5.1 ESCOLHA DO TIPO FUNDAÇÃO

Segundo Alonso (1983, p. 115), a escolha de uma fundação para uma determinada construção exige, em primeiro lugar, o conhecimento de alguns elementos básicos, como a grandeza das cargas a serem transmitidas à mesma; as características do solo local; e, inclusive, as limitações dos tipos de fundações existentes no mercado. O problema é resolvido por eliminação, e os tipos de fundações a serem pré-selecionadas são aquelas que satisfaçam tecnicamente ao caso em questão. As fundações são convenientemente divididas em três grandes grupos, os quais estão listados no diagrama da figura 10.

Figura 10 – Esquema das alternativas de fundações



(fonte: elaborada pela autora)

Conforme a definição da NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 2), as fundações superficiais são aquelas que transmitem ao terreno as pressões distribuídas sob a sua base, e a sua profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a sua menor dimensão. Diferentemente, as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela sua base, por sua superfície lateral, ou pela combinação

das duas, e a sua profundidade de assentamento é superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo três metros, salvo justificativa. Já as fundações mistas, são aquelas que associam fundações superficiais e fundações profundas em uma única estrutura.

Velloso e Lopes (1998, p. 214) afirmam que alguns tipos de solos podem impor a utilização de um determinado tipo de fundação. Como exemplo disto, pode-se citar o uso de fundações do tipo estaca imposto para uma argila mole ou solos de baixa resistência até uma profundidade considerável.

Conforme apresentado no capítulo 3 deste trabalho, referente à estimativa dos parâmetros do solo, já é sabido que o perfil geotécnico da região onde será construído o silo é formado basicamente por argilas moles nos metros iniciais, seguida por camadas de outros materiais granulares de reduzidas resistências. Sendo assim, foi analisada a hipótese de execução de estacas como solução para as fundações desta estrutura, as quais estão destacadas em suas diversas alternativas nos próximos itens.

5.2 ALTERNATIVAS DE ESTACAS

Devido à grande diversidade de estacas com diferentes utilizações e técnicas de execução, resolveu-se fazer a descrição das mais usuais e de suas respectivas características. Para isto, foi feita uma divisão baseada no método construtivo, sendo elas as estacas cravadas e as estacas escavadas.

5.2.1 Estacas cravadas

Segundo Décourt et al. (1998, p. 265), as estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactados, são introduzidas no terreno sem que haja a retirada do solo, causando uma densificação ou aumento na compacidade dos solos e assim uma redução no índice de vazios à medida que a estaca é introduzida no terreno. Este efeito proporciona à estaca uma maior capacidade de carga e menores recalques do que se o solo fosse mantido em seu estado original.

Para o caso de solos muito compactos, como as areias finas ou os solos argilosos, a introdução da estaca não causará mais aumento de compacidade, mas sim, deslocamento do solo, o que

poderá prejudicar o comportamento de outras estacas ou estruturas executadas no seu entorno. Durante o processo de cravação de estacas neste tipo de solo, é comum a ocorrência de algum excesso de poro-pressão, cuja dissipação ocorrerá após a execução da estaca, completando o processo de densificação do solo descrito (DÉCOURT et al., 1998, p. 265).

No Brasil, os dois exemplos mais característicos deste tipo de estacas são as pré-moldadas de concreto e as metálicas. Estes dois tipos de estacas de deslocamento estão apresentados com mais detalhes nos próximos tópicos.

5.2.1.1 Pré-moldadas de concreto

As estacas pré-moldadas de concreto (figura 11) caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração. Por serem moldadas na fábrica, permitem melhores condições de cura e adensamento do concreto, além de viabilizarem a utilização do concreto armado convencional ou ainda, o concreto protendido adensado por centrifugação ou por vibração. Essa armadura é necessária ao menos para a função de resistir às tensões resultantes de transporte, manuseio e cravação da estaca (ALONSO, 1998, p. 380).

Figura 11 – Exemplos de seções transversais de estacas pré-moldadas de concreto



(fonte: DICIONÁRIO ..., 2012)

A faixa de carga dessas estacas varia entre 200 e 1.500 kN. Normalmente, não se recomenda a utilização dessas estacas em terrenos com a presença de matacões ou de camadas de pedregulhos; ou no caso em que as construções vizinhas se encontrem em estado precário e que podem chegar ao colapso devido às vibrações causadas pela cravação (ALONSO, 1983, p. 116-117).

5.2.1.2 Metálicas

Conforme Alonso (1998, p. 375), as estacas metálicas são constituídas por peças de aço laminado ou soldado, tais como perfis I, tubos e trilhos. Estes últimos, geralmente, reaproveitados após uso em linhas férreas, desde que não tenham uma redução de peso superior a 20% do valor teórico (figura 12). Os perfis e trilhos podem ser empregados individualmente, ou através de uma composição de vários elementos.

Figura 12 – Exemplos de seções transversais de estacas metálicas



(fonte: DICIONÁRIO ..., 2012)

Apesar do custo deste tipo de estaca ser relativamente elevado quando comparado com as estacas pré-moldadas de concreto, por exemplo, elas têm sido utilizadas para transmitir cargas relativamente mais elevadas, da ordem de 400 a 3.000 kN, além de cravação fácil com baixa vibração, bom desempenho à flexão e sem maiores problemas quanto à manipulação, transporte, corte e emenda. Uma das vantagens mais importantes das estacas metálicas é capacidade de transpor terrenos resistentes sem romper ou danificar e sem grande risco de provocar levantamento de estacas vizinhas, devido a sua pequena seção transversal aliada à sua elevada resistência (ALONSO, 1998, p. 375-376).

Quanto ao inconveniente da corrosão, atualmente, já não se questiona mais esse problema quando as estacas metálicas permanecem totalmente enterradas em solo natural. Isto porque a quantidade de oxigênio disponível nos solos naturais não é suficiente para completar a reação química que provoca a corrosão. Outro importante inconveniente que ocorre com certa frequência durante a cravação de estacas metálicas, por percussão, através de solos de baixa

resistência, é o encurvamento de seu eixo em decorrência da instabilidade dinâmica direcional (ALONSO, 1998, p. 375-380).

5.2.2 Estacas escavadas

Conforme Décourt et al. (1998, p. 265), as estacas escavadas são executadas *in situ*, manual ou mecanicamente, através da perfuração do terreno, juntamente com a remoção do material. Elas podem ser executadas com ou sem revestimento e com ou sem a utilização de um fluido estabilizante.

A sua execução acarreta uma descompressão do terreno que a circunda, a qual não é imediata, já que todos os processos que envolvem os solos incluem a migração de água e o comportamento viscoso. Desta forma, quanto menor o tempo entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características do solo. Como alternativas para controlar esta descompressão são utilizados recursos como a escavação com o auxílio de camisas metálicas, que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, e, também, a escavação com o auxílio de lama bentonítica (DÉCOURT et al., 1998, p. 265).

Entre as estacas escavadas destacam-se as rotativas com lama bentonítica e as hélice contínua. Nos próximos itens é feita uma breve descrição sobre as principais características destes dois tipos de estacas.

5.2.2.1 Rotativas com lama bentonítica

Saes (1998, p. 349-350) afirma que a lama bentonítica, responsável por estabilizar as paredes das escavações, consiste numa mistura de água e bentonita. Além da sua função de contenção e suporte das paredes e do fundo da escavação ela possui também o objetivo de manter os resíduos da escavação em suspensão, evitando sua deposição no fundo da mesma ou nas tubulações do sistema. Além disso, possui a vantagem de ser facilmente bombeável, bem como, ser facilmente deslocada e substituída pelo concreto fluido.

O processo executivo deste tipo de estaca é composto por três etapas principais: a perfuração, a colocação da armadura e, por fim, a concretagem (figura 13). A perfuração é realizada com um equipamento composto por uma mesa rotativa, a qual, à medida que penetra no solo, por

rotação, se preenche gradualmente e, quando cheia, é levantada e automaticamente esvaziada. Quando a escavação atinge profundidades abaixo do nível freático, a perfuração é normalmente executada com a utilização de lama bentonítica. Concluída a perfuração, inicia-se a colocação da armadura, que deve ser reforçada com anéis de rigidez e dotada de roletes espaçadores para garantir o cobrimento necessário. Após isso, procede-se a concretagem, a qual, para este tipo de estaca, é sempre submersa, sendo o concreto lançado no fundo da escavação preenchida com lama. Sendo mais denso que a lama, ele a expulsa para a superfície, ocupando toda a escavação de baixo para cima. Durante este procedimento, o tubo de concretagem deve ter a sua extremidade sempre imersa no concreto, sendo levantado à medida que a lama vai emergindo na superfície (SAES, 1998, p. 349).

Figura 13 – Exemplos de execução de estaca rotativa com lama bentonítica



(fonte: DICIONÁRIO ..., 2012)

5.2.2.2 Hélice contínua

Segundo Antunes e Tarozzo (1998, p. 345), a estaca hélice contínua caracteriza-se por ser uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada por meio de um trado contínuo e injeção de concreto sob pressão controlada (figura 14). Desta forma, a parede do fuste não fica em momento algum desprotegida, visto que a estaca é concretada simultaneamente com a extração da hélice que traz junto o material escavado. Essa metodologia de perfuração permite a sua execução em terrenos coesivos e arenosos, na presença ou não de lençol freático, atravessando até solos resistentes com N_{SPT} da ordem de 30 a 50, dependendo do tipo de equipamento utilizado. Geralmente estas estacas são executadas com diâmetros entre 35 e 120 cm, para cargas de trabalho de 400 kN a 5.000 kN, respectivamente; e podem chegar até 24 m

de profundidade. A grande vantagem deste sistema é sua rapidez de execução, que permite rendimentos ou produtividades de até 150 m por turno.

Figura 14 – Exemplo de execução de estaca hélice contínua



(fonte: DICIONÁRIO ..., 2012)

O processo executivo deste tipo de estaca inicia com a perfuração, seguida da concretagem e finalmente a colocação da armadura. A perfuração consiste em fazer a hélice penetrar no terreno por meio de torque apropriado para vencer a sua resistência. A haste de perfuração é composta por uma hélice espiral solidarizada a um tubo central, equipada com dentes na extremidade inferior que possibilitam a sua penetração no terreno. Uma vez atingida a profundidade de projeto, o concreto é bombeado através do tubo central, preenchendo a cavidade deixada pela hélice que é extraída do terreno sem girar ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. Após isso, a armadura, em forma de gaiola, é introduzida na estaca por gravidade ou com auxílio de um pilão de pequena carga ou vibrador (ANTUNES; TAROZZO, 1998, p. 345-347).

5.3 ESCOLHA DO TIPO DE ESTACA

A determinação do tipo de estaca mais adequado para o projeto em questão, foi realizada por exclusão das alternativas apresentadas anteriormente. Desta forma, com base na descrição realizada e nas características gerais de cada uma delas, apresentadas na tabela 10, foi eleita a

solução mais conveniente, de forma a atender as necessidades estruturais, proporcionar custos reduzidos para o cliente e ao mesmo tempo facilitar e acelerar o processo executivo.

Tabela 10 – Características gerais de estacas disponíveis no mercado

Tipo de estaca		Dimensões usuais (cm)	Carga máx. de trabalho (kN)	N _{SPT} máximo	Espaçamento usual (cm)	
Pré-moldadas de concreto		20 x 20	300	15 – 20	60	
		30 x 30	700		90	
		35 x 35	900		110	
Metálicas	Trilhos Perfis	TR-25 – TR-57 I ou H	250 – 550	80	60 – 90	
Escavadas	Pequenos ϕ	40	500	50	120	
		50	780		150	
		Grandes ϕ	60	1400	50	180
			80	2500		240

(fonte: CONSOLI, 2011)

A utilização das estacas pré-moldadas de concreto foi descartada devido ao seu baixo poder de penetração, que permite atingir camadas de solos com N_{SPT} máximo em torno de 20 golpes. A alternativa de estacas metálicas também foi desconsiderada, pois, apesar de possuírem uma capacidade de transposição de terrenos elevada, os custos agregados à obtenção da matéria prima e ao seu processo executivo são muito elevados comparativamente às demais soluções. Já as estacas escavadas, por possuírem uma capacidade de transposição de terrenos relativamente boa, chegando a camadas com N_{SPT} máximo de aproximadamente 50 golpes, e, ao mesmo tempo, proporcionar uma capacidade de carga elevada e custos de execução razoáveis, foram selecionadas como a melhor opção.

Entre as estacas escavadas, preferiu-se a utilização de estacas hélice contínua ao invés das rotativas com lama bentonítica devido às enormes vantagens oferecidas pelas mesmas. Além de proporcionar uma obra limpa e organizada, combina agilidade e rapidez de execução, visto que a concretagem é realizada concomitantemente com a escavação, sem a necessidade de contenção das paredes do furo com artifício algum. A determinação do diâmetro de 80 cm foi feita com base no cálculo estrutural do silo, apresentado no capítulo 7, através da análise da grandeza das cargas transmitidas aos apoios.

6. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O termo **interação solo-estrutura** é extremamente amplo e envolve uma série de situações de obras de engenharia que se encontram em contato com o solo, como por exemplo, edifícios, pontes e viadutos, estruturas de contenção, túneis e barragens. Neste capítulo são abordados conceitos e modelos representativos do comportamento do solo para a análise da interação solo-estrutura, que tem por objetivo considerar a rigidez real do elemento estrutural de fundação no cálculo dos deslocamentos e esforços internos do conjunto super e infraestrutura, a partir dos quais é feito o dimensionamento estrutural dos elementos. Estes esforços podem ser obtidos indiretamente, por meio das pressões de contato, as quais atuam na interface estrutura-solo. (VELLOSO; LOPES, 1997, p. 159).

As **pressões de contato**, por sua vez, são afetadas por fatores como a intensidade das cargas aplicadas, a rigidez relativa fundação-solo e as propriedades do solo. As **características das cargas aplicadas** são o fator de maior relevância, uma vez que a resultante destas pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas. O segundo fator mais importante é a **rigidez relativa fundação-solo**, pois quanto mais flexível for a fundação, mais as pressões de contato refletirão o carregamento. As **propriedades do solo** também afetam as pressões de contato já que a sua resistência ao cisalhamento determina as pressões máximas nos bordos. (VELLOSO; LOPES, 1997, p. 160-161).

Segundo o item 14.2.2, referente às premissas necessárias à análise estrutural, presente na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 73):

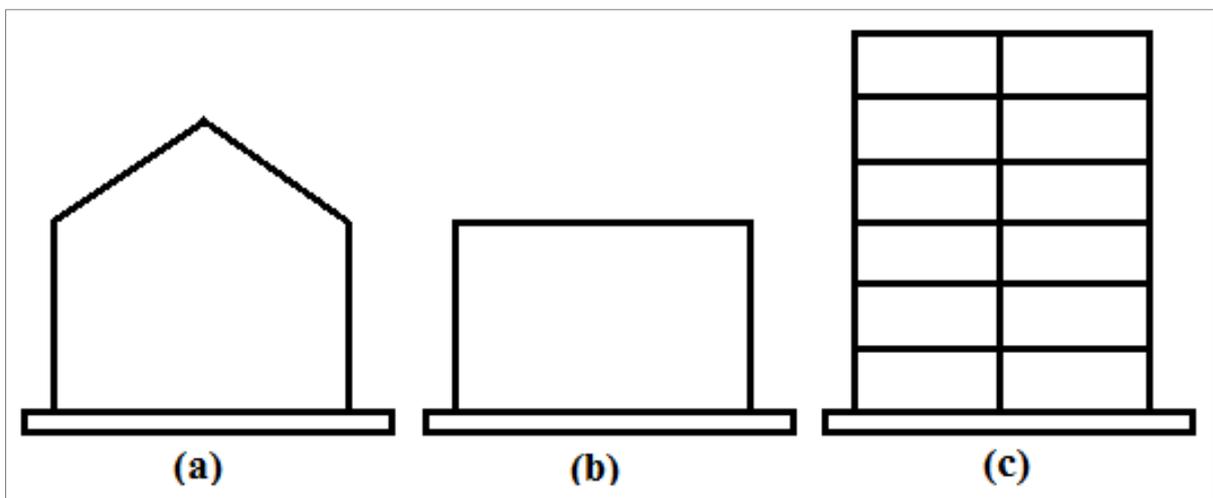
A análise deve ser feita com um modelo estrutural realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não-linear dos materiais. Em casos mais complexos a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo.

A maior dificuldade para a consideração deste efeito refere-se, justamente, à definição da flexibilidade da fundação. Essa dificuldade reside no fato de que o equilíbrio estático dos elementos da subestrutura apresenta um elevado grau de hiperestaticidade, e, por esta razão, a consideração da interação entre estes elementos acaba sendo desprezada em projetos corriqueiros. Desta forma, os projetos estruturais costumam ser desenvolvidos admitindo-se

que os apoios são indeslocáveis. As fundações são projetadas, portanto, para as cargas do projeto convencional e para as características do solo local, estabelecendo-se assim uma independência entre o solo de fundação e a estrutura. Entretanto, dependendo do nível de deformação do solo e da rigidez da estrutura, a interação solo-estrutura pode modificar de forma acentuada o desempenho da edificação. O recalque provoca uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais e ocorre, em geral, a transferência de carga dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos (RUSSO NETO, 2005).

A figura 15 apresenta três situações em que a superestrutura oferece diferentes intensidades de contribuições para a rigidez relativa do conjunto fundação, estrutura e solo. A primeira situação, referente à figura 15 (a), representa um galpão ou pavilhão, no qual a contribuição para o acréscimo de rigidez é pequena. A segunda, figura 15 (b), representa uma caixa d'água ou silo com paredes de concreto, cuja contribuição é muito importante. Já a terceira delas, figura 15 (c), representa um edifício, cuja contribuição é importante e a intensidade aumenta com o número de pavimentos (VELLOSO; LOPES, 1997, p. 164).

Figura 15 – Diferentes contribuições da estrutura: (a) galpão, (b) caixa d'água e (c) edifício



(fonte: adaptada de VELLOSO; LOPES, 1997, p. 164)

A análise da interação solo-estrutura pode ser feita com o auxílio de ferramentas computacionais, como alguns programas de cálculo em elementos finitos disponíveis no mercado. Com este propósito, a estrutura é modelada com os pontos de contato com o solo

representados por apoios elásticos, seguindo um dos modelos discretos de representação do solo, relatados no próximo item deste trabalho.

6.1 MODELOS DISCRETOS DE REPRESENTAÇÃO DO SOLO

Os modelos que representam o solo ou o elemento estrutural de fundação não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados, são chamados de métodos discretos de representação. Como exemplos para estes métodos, pode-se citar o **Método dos Elementos Finitos**, que representa o elemento estrutural de fundação como um conjunto de barras ligadas apenas nos nós e o método baseado na **Hipótese de Winkler**, que representa o solo como um conjunto de molas. A utilização destes métodos é muito empregada quando há a necessidade de estudar ao mesmo tempo o comportamento do elemento estrutural de fundação e o solo de fundação numa análise conhecida como interação solo-fundação (VELLOSO et al., 1998, p. 185).

Há duas famílias principais de modelos para representar o solo neste tipo de análise, uma considerando o solo como **molas com resposta linear ou não linear**; e a outra representando o solo como um **meio contínuo**. Caso seja adotada a proposta de representação do solo como um meio contínuo, pode-se atribuir a este solo um comportamento elástico, adotando-se algumas soluções numéricas pelo Método das Diferenças Finitas e pelo Método dos Elementos de Contorno; ou um comportamento elasto-plástico, dificilmente justificável em projetos correntes, pois requer solução pelo Método dos Elementos Finitos (VELLOSO et al., 1998, p. 185-186). Para este trabalho, por simplificação, foi considerado o modelo representativo do solo baseado em molas com resposta linear, também chamado de Modelo de Winkler.

6.2 MODELO DE WINKLER

O primeiro a associar o solo a um conjunto de molas de resposta linear foi Winkler⁸ (1867 apud VELLOSO et al., 1998). Este modelo, conhecido como **Modelo de Winkler**, admite válida a hipótese de que as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos. No caso de carregamento vertical de fundações, este modelo prevê que as pressões de contato são proporcionais aos recalques, segundo a equação 13 (figura 16):

⁸ WINKLER, E. **Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Prague: Dominicius, 1867.

$$q = K_v \cdot w \quad (\text{equação 13})$$

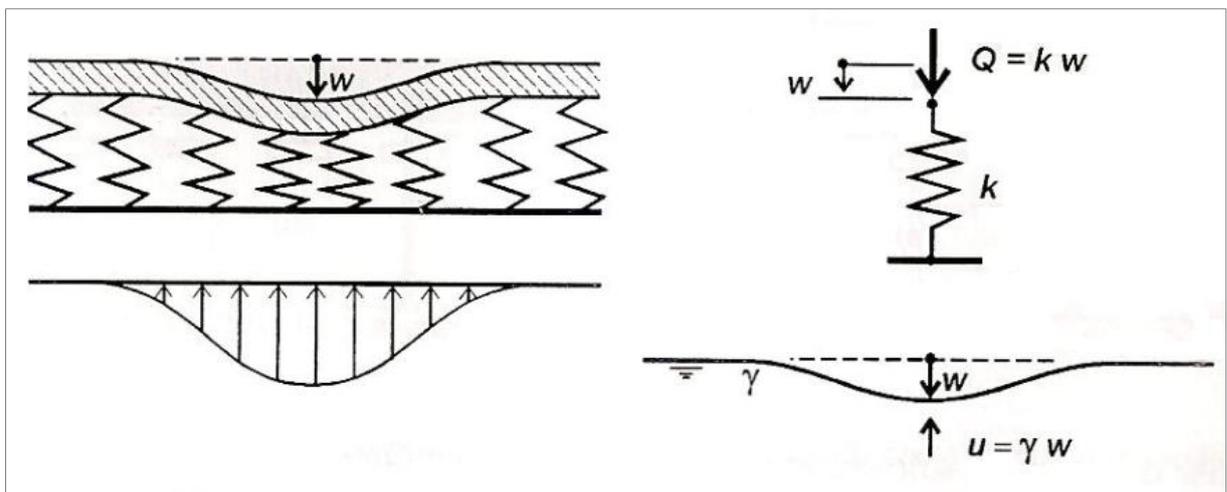
Onde:

q = pressões de contato (kN);

K_v = coeficiente de reação vertical ou coeficiente de mola (kN/m);

w = recalque da fundação (m).

Figura 16 – Modelo de Winkler para representação do solo



(fonte: VELLOSO; LOPES, 1997, p. 166)

O **coeficiente de reação vertical** K_v , apresentado na equação 13 pode ser obtido com o auxílio de um ensaio de placa; através da utilização de tabelas com valores típicos; ou pela relação entre a previsão da capacidade de carga e a estimativa de recalques para uma determinada fundação. Caso seja executado um **ensaio de placa** no local, obtém-se uma curva pressão-recalque da placa, cuja inclinação inicial é o próprio coeficiente. Uma limitação ao uso destes ensaios reside no fato da placa solicitar um volume de solo pequeno, enquanto que a fundação real solicita solos até maiores profundidades. Alternativamente pode-se estimar este coeficiente a partir de **valores típicos** presentes na literatura, como os fornecidos por Terzaghi na tabela 11. Vale ressaltar que estes valores estão expressos em unidade de volume, bastando multiplicá-los pela área da fundação. Os métodos de **previsão da capacidade de carga e estimativa de recalques** de fundações para a obtenção do coeficiente de mola estão descritos nos próximos tópicos (VELLOSO et al., 1998, p. 186).

Tabela 11 – Valores de K_v em kN/m^3

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
Faixa de valores	16.000 – 32.000	32.000 – 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
Acima N.A.	13.000	42.000	160.000
Submersa	8.000	26.000	96.000

(fonte: TERZAGHI⁹, 1955 apud VELLOSO et al., 1998, p. 186)

6.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES

Este item tem por objetivo apresentar os métodos de cálculo mais utilizados na prática para prever a capacidade de carga de fundações, sejam elas profundas ou rasas. Segundo a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 6), as cargas admissíveis em elementos de fundações são obtidas empregando-se um fator de segurança global sobre os valores de capacidade de carga obtidos por cálculo ou experimentalmente, conforme a tabela 12.

Tabela 12 – Fatores de segurança globais mínimos para fundações pela NBR 6122

Condição	Fator de Segurança
Fundações superficiais	3,00
Estacas ou tubulões sem prova de carga	2,00
Estacas ou tubulões com prova de carga	1,60

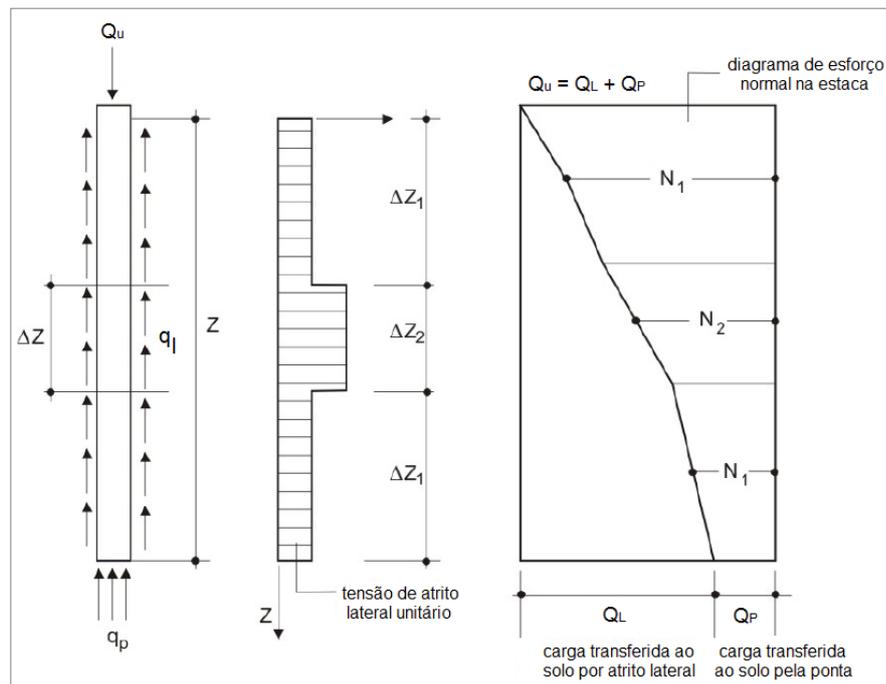
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 6)

6.3.1 Fundações profundas

O surgimento do primeiro método semi-empírico para estimativa de transferência de carga de estacas, ocorreu no ano de 1975, com Aoki e Velloso, e a partir de então passou a adotar-se uma nova sistemática para os projetos de estacas no país. A partir deste modelo elaborado inicialmente e indicado na figura 17, procedeu-se ao desenvolvimento de uma série de outros métodos baseados nesta mesma ideia, os quais são descritos nos itens a seguir (CONSOLI, 2011).

⁹ TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. *Géotechnique*, [S. l.], v. 5, n. 4, 1955. Os demais dados não foram disponibilizados pelo autor.

Figura 17 – Transferência de carga de uma estaca isolada



(fonte: CONSOLI, 2011, p. 2)

Essencialmente, esses métodos admitem que a capacidade de carga Q_U de uma estaca isolada, é igual à soma de duas parcelas (equação 14): a parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca, denominada carga de ponta Q_P , expressa pela equação 15; e a parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca, denominada carga de atrito lateral Q_L , expressa pela equação 16. A diferença fundamental entre esses métodos recai na estimativa dos valores de q_p e q_l , conforme pode ser observado nas sínteses dessas formulações (CONSOLI, 2011).

$$Q_U = Q_P + Q_L \quad (\text{equação 14})$$

$$Q_P = q_p \cdot A_P$$

$$Q_L = \sum q_l \cdot \Delta A_l$$

(equações 15 e 16)

Onde:

 Q_U = capacidade de carga da estaca (kN);

Q_P = carga de ponta ou carga de base (kN);

Q_L = carga de fuste ou carga de atrito lateral (kN);

q_p = capacidade de carga unitária de ponta (kPa);

A_p = área da seção transversal na região da ponta (m^2);

q_l = tensão limite média de atrito lateral ou de adesão entre a estaca e o solo, em cada trecho do fuste (kPa);

ΔA_l = área lateral em cada trecho do fuste (m^2).

6.3.1.1 Método estatístico de Aoki e Velloso (1975)

Este método de estimativa de capacidade de carga de uma estaca é baseado em resultados de ensaios CPT (*Cone Penetration Test*). Entretanto, pode ser calculado a partir de dados provenientes de ensaios SPT, contanto que se utilizem fatores de conversão para isto. Desta forma, os valores de q_p e q_l são dados respectivamente pelas equações 17 e 18 (SCHNAID, 2000, p. 33):

$$q_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \qquad q_l = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \qquad \text{(equações 17 e 18)}$$

Onde:

q_p = capacidade de carga unitária de ponta (kPa);

K = coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{SPT} , quando não se dispõem de ensaios CPT (kPa);

N_p = N_{SPT} próximo à ponta da estaca (adimensional);

q_l = tensão limite média de atrito lateral ou de adesão entre a estaca e o solo, em cada trecho do fuste (kPa);

α = coeficiente de relação entre as resistências de ponta e lateral local do ensaio CPT (%);

N_l = N_{SPT} médio para cada ΔL (adimensional);

F_1 e F_2 = coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral, respectivamente, levando em conta diferentes comportamentos entre estacas e o cone do CPT (adimensional).

Os coeficientes K e α variam conforme o tipo de solo, cujos valores estão apresentados na tabela 13. Já os coeficientes F_1 e F_2 são variáveis dependentes do tipo de estaca e seus valores estão apresentados na tabela 14.

Tabela 13 – Valores atribuídos às variáveis K e α

Tipo de solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

(fonte: AOKI; VELLOSO¹⁰, 1975 apud SCHNAID, 2000, p. 34)Tabela 14 – Valores atribuídos às variáveis F₁ e F₂

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada concreto	1,75	3,5
Escavada	3,5	7,0

(fonte: AOKI; VELLOSO¹¹, 1975 apud SCHNAID, 2000, p. 35)

6.3.1.2 Método estatístico de Décourt e Quaresma (1978)

Este segundo método para estimar a capacidade de carga de uma estaca, contrariamente ao anterior, está fundamentado exclusivamente em resultados obtidos através de ensaios SPT, e os valores de q_p e q_l são definidos respectivamente pelas equações 19 e 20 (SCHNAID, 2000, p. 35):

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_p \qquad q_l = \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \qquad \text{(equações 19 e 20)}$$

Onde:

q_p = capacidade de carga unitária de ponta (kPa);

¹⁰ AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 5., 1975, Buenos Aires. Os demais dados não foram disponibilizados pelo autor.

¹¹ opus citatua.

K = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p (kPa);

$N_p = N_{SPT}$ próximo à ponta da estaca (adimensional);

q_l = tensão limite média de atrito lateral ou de adesão entre a estaca e o solo, em cada trecho do fuste (kPa);

$N_l = N_{SPT}$ médio para cada ΔL (adimensional);

α e β = coeficientes de ponderação para a reação unitária de ponta e a reação unitária de atrito lateral, respectivamente (adimensional).

Os valores para o coeficiente K , que variam conforme o tipo de solo, estão apresentados na tabela 15. Já os valores dos coeficientes α e β , que variam de acordo com o tipo de estaca e de solo, estão apresentados, respectivamente, nas tabelas 16 e 17.

Tabela 15 – Valores atribuídos à variável K

Tipo de solo	K (kPa)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

(fonte: DÉCOURT et al., 1998, p. 275)

Tabela 16 – Valores atribuídos ao coeficiente α

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0 ⁺	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	1,0 ⁺	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	1,0 ⁺	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

+ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

(fonte: DÉCOURT et al., 1998, p. 275)

Tabela 17 – Valores atribuídos ao coeficiente β

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0 ⁺	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	1,0 ⁺	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	1,0 ⁺	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

+ universo para o qual a correlação original foi desenvolvida

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

(fonte: DÉCOURT et al., 1998, p. 276)

Os autores propõem a utilização de coeficientes de segurança parciais, aplicando para a parcela de resistência de ponta um fator de segurança igual a 4,0 e para a parcela de resistência de atrito lateral um fator de segurança igual a 1,3. Assim, a carga admissível em

estacas calculadas por este método deve atender, simultaneamente, a estes coeficientes de segurança parciais e ao coeficiente de segurança global, o qual, segundo a tabela 12, é igual a 2,0 (CONSOLI, 2011).

6.3.1.3 Método estatístico de Antunes e Cabral (1996)

De uma maneira geral, os resultados de capacidade de carga calculados pelo método de Antunes e Cabral, específico para estacas do tipo hélice contínua, usando os coeficientes máximos tanto para a ponta como para o atrito lateral, apresentam uma boa correlação com os valores obtidos em provas de carga. Neste método, os autores propõem as correlações apresentadas nas equações 21 e 22 para obtenção dos valores de q_p e q_l respectivamente, em que os valores de β_1 e β_2 são expostos na tabela 18 (CONSOLI, 2011).

$$q_p = \beta_2 \cdot N_p \leq 40 \text{kgf/cm}^2 \qquad q_l = \beta_1 \cdot N_l \qquad \text{(equações 21 e 22)}$$

Onde:

q_p = capacidade de carga unitária de ponta (kPa);

N_p = N_{SPT} próximo à ponta da estaca (adimensional);

q_l = tensão limite média de atrito lateral ou de adesão entre a estaca e o solo, em cada trecho do fuste (kPa);

N_l = N_{SPT} médio para cada ΔL (adimensional);

β_1 e β_2 = coeficientes de ponderação para a reação unitária de atrito lateral e a reação unitária de ponta, respectivamente (adimensional).

Tabela 18 – Valores atribuídos ao coeficiente β_1 e β_2

Tipo de solo	β_1 (%)	β_2 (kg/cm ²)
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

(fonte: ANTUNES; CABRAL¹², 1996 apud CONSOLI, 2011)

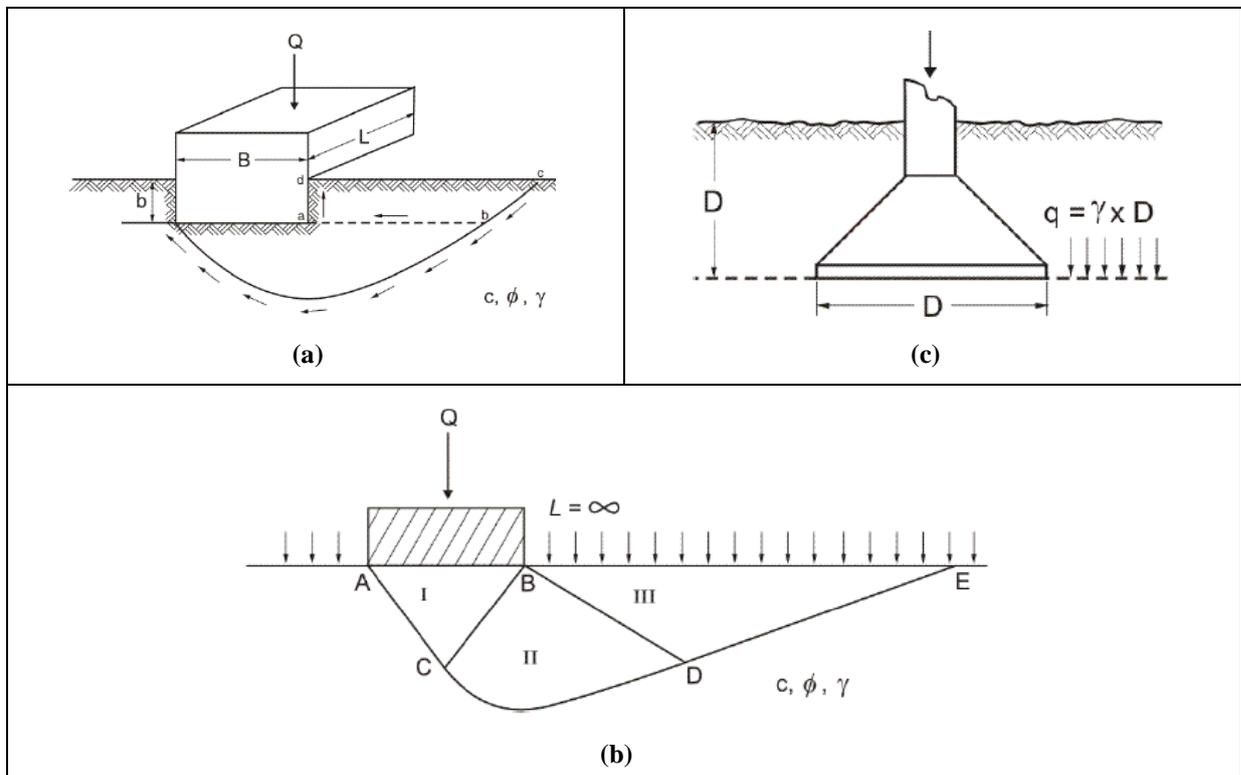
¹² O autor não indica a referência desta obra.

6.3.2 Fundações superficiais

Terzaghi, através da adaptação das Teorias de Plasticidade Clássica desenvolvidas para solos por Coulomb e Rankine, desenvolveu uma teoria chamada **Teoria Clássica da Capacidade de Suporte**, a qual considera o solo como um material rígido perfeitamente plástico. As hipóteses adotadas referem-se ao caso de uma fundação flexível contínua, com base horizontal, submetida a um carregamento vertical centrado, apoiada em um meio semi-infinito homogêneo e sem qualquer inclinação do terreno superficial (CONSOLI, 2011).

O autor ressalta que esta teoria foi desenvolvida para solos que sejam muito compactos ou rijos, sendo aplicável, portanto, apenas em solos cuja forma de ruptura típica é generalizada, conforme pode ser observado na figura 18 (a). O meio semi-infinito sobre o qual a fundação se apoia pode ser dividido em três zonas de carregamento, em que as massas de solo são submetidas a três estados cinemáticos diferentes: o ativo, o de cisalhamento radial e o passivo (figura 18 (b)); e a resistência ao cisalhamento do solo superficial é desconsiderada, sendo substituída por uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor igual ao peso específico do solo γ multiplicado pela cota de assentamento da fundação D (figura 18 (c)).

Figura 18 – Fundação contínua idealizada sob a condição de deformação plana



(fonte: CONSOLI, 2011)

Através dos resultados analíticos, Terzaghi verificou que a carga de ruptura para um solo pode ser aproximada pela equação 23, sendo os fatores de capacidade de suporte estão detalhados no quadro 2.

$$q_{\text{últ}} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{equação 23})$$

Quadro 2 – Valores atribuídos aos fatores de capacidade de suporte N_c , N_q e N_γ

Parcela devido à coesão		
$c \cdot N_c$		$N_c = \cot g \phi \cdot (N_q - 1)$
Parcela devido à sobrecarga		
$q \cdot N_q$	$q = \gamma \cdot D$	$N_q = \frac{\left(e^{\left(\frac{3}{4} \pi - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \text{tg} \phi} \right)^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$
Parcela devido ao atrito		
$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$		$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$

(fonte: CONSOLI, 2011)

Onde:

$q_{\text{últ}}$ = capacidade de carga da fundação superficial (kPa);

c = coesão do solo (kPa);

q = sobrecarga (kPa);

γ = peso específico do solo (kN/m^3);

B = menor dimensão em planta da fundação (m);

ϕ = ângulo de atrito interno do solo ($^\circ$);

D = cota de assentamento da fundação (m);

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de suporte (adimensional).

6.4 ESTIMATIVA DE RECALQUE DE FUNDAÇÕES

Neste item são tratados aspectos relevantes sobre o cálculo de recalques estimados em fundações profundas, submetidas à carga de trabalho, com coeficiente de segurança global

igual ou maior que 2,0. Para realizar esta estimativa, pode-se recorrer aos métodos disponíveis na literatura técnica, os quais podem ser agrupados em três categorias: os métodos baseados na teoria da elasticidade, os métodos numéricos e os métodos semi-empíricos.

Para este trabalho é abordado e discutido apenas o método de Poulos e Davis, um método teórico de cálculo de recalques baseado na teoria da elasticidade, o que implica em considerar que o maciço de solo é constituído por material que apresenta comportamento tensão deformação linear, ao qual é atribuído um módulo de deformabilidade. Este método propõe analisar o comportamento individual de uma estaca cilíndrica, carregada axialmente e instalada em uma massa de solo de comportamento elástico semi-infinito, na qual o deslizamento no contato entre a estaca e o solo é nulo e, portanto, há compatibilidade entre os movimentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente. A partir desta igualdade e por meio de um processo numérico que emprega a solução de Mindlin, o recalque da estaca é calculado (RUSSO NETO, 2005, p. 43).

Através da figura 19 pode-se observar a geometria e as condições de contorno da solução de Poulos e Davis. O elemento isolado de fundação possui seção circular de diâmetro d e comprimento total L , com características elásticas E_p . O maciço de solo é homogêneo de espessura h e propriedades elásticas dadas pelo seu módulo de elasticidade E_s e seu coeficiente de Poisson ν . Durante o processo de cálculo, é introduzido um parâmetro denominado coeficiente de rigidez da estaca, o qual para estacas maciças é dado pela equação 24 (RUSSO NETO, 2005, p. 44):

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (\text{equação 24})$$

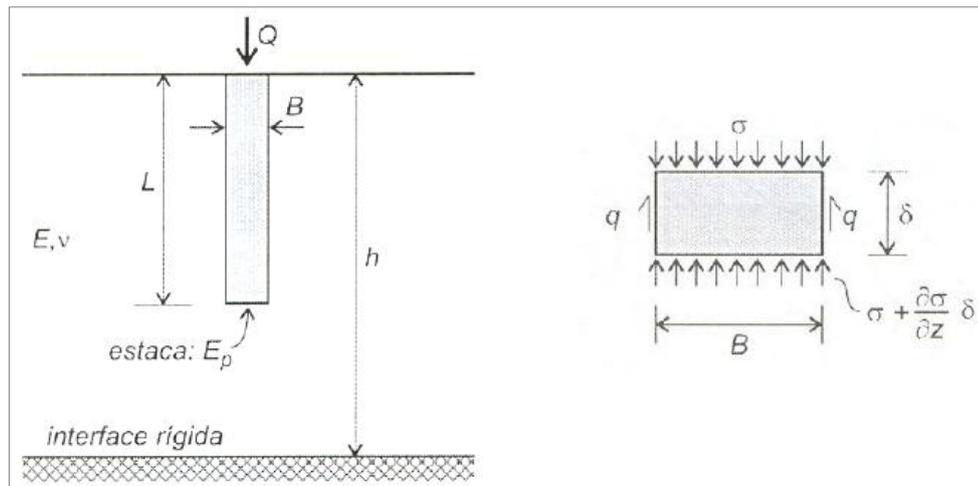
Onde:

K = coeficiente de rigidez da estaca (adimensional);

E_p = módulo elástico do material que compõe a estaca (MPa);

E_s = módulo de deformabilidade do solo (MPa).

Figura 19 – Geometria do problema e condições de contorno pelo método de Poulos e Davis



(fonte: RUSSO NETO, 2005, p. 44)

A solução da determinação do recalque de estacas é dada com a utilização de gráficos elaborados pelos próprios autores, e contempla duas situações: as estacas flutuantes e as estacas nas quais predomina a resistência de ponta e que é o objeto de estudo deste trabalho. Inicialmente foi obtida a solução para uma estaca considerada incompressível instalada em um meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson da ordem de 0,5, conforme sugere a equação 25 (RUSSO NETO, 2005, p. 45):

$$w = \frac{Q \cdot I_o}{E_s \cdot B} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

w = recalque da estaca (m);

Q = carga na estaca (kN);

I_o = fator de influência para estaca incompressível num meio elástico semi-infinito (adimensional);

E_s = módulo de deformabilidade do solo (kPa);

B = diâmetro da estaca (m).

O fator I_o sofreu posteriormente procedimentos de correção para levar em conta os seguintes aspectos: compressibilidade da estaca; camada do solo de espessura finita; e coeficiente de

Poisson. Neste caso, o fator I_o foi substituído por I na equação 25, o qual é calculado conforme a equação 26:

$$I = I_o \cdot R_K \cdot R_V \cdot R_B \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

I = fator de influência modificado (adimensional);

I_o = fator de influência para estaca incompressível num meio elástico semi-infinito, obtido pelo gráfico da figura 20 (a) (adimensional);

R_K = fator de correção para a compressibilidade da estaca, função do fator K , obtido pelo gráfico da figura 20 (b) (adimensional);

R_V = fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo, obtido pelo gráfico da figura 20 (c) (adimensional);

R_B = fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido, sendo E_b o módulo de elasticidade do solo na ponta da estaca, obtido pelo gráfico da figura 21 (adimensional).

A tabela 19 mostra os valores de E_s e ν propostos pelos autores obtidos a partir de provas de carga.

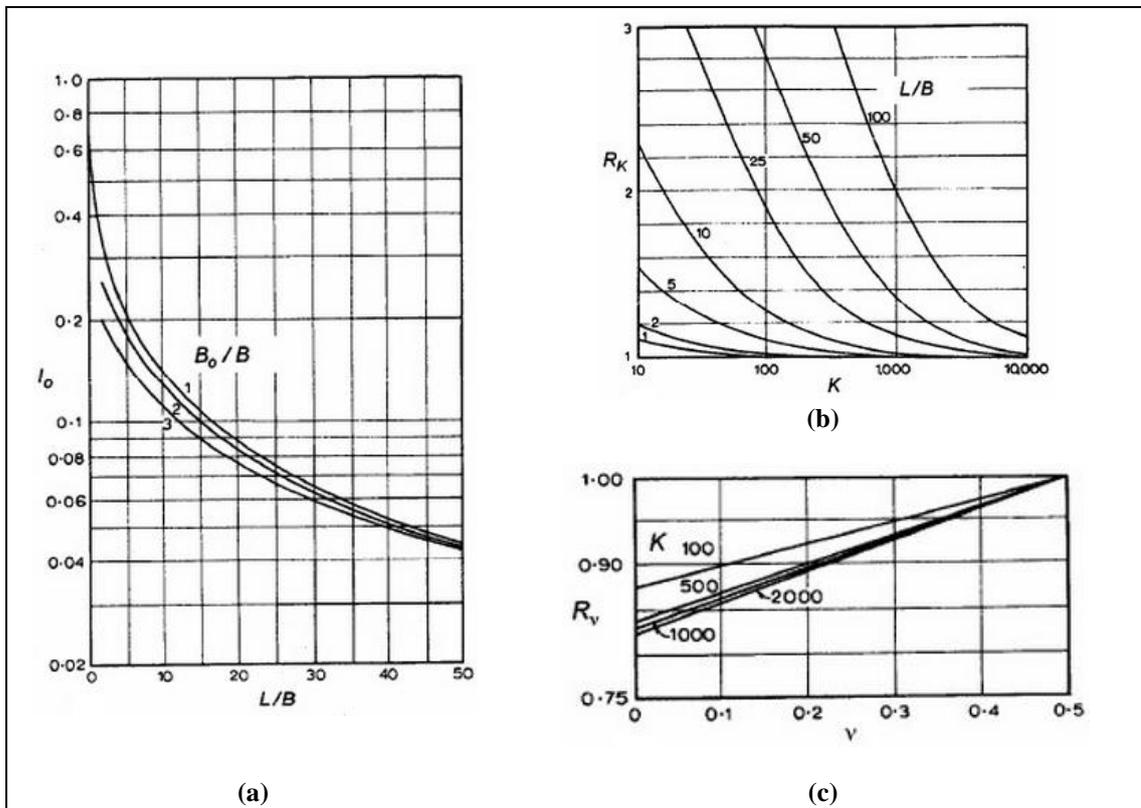
Tabela 19 – Valores de E_s e ν

Tipo de solo	Consistência/Compacidade	E_s (MPa)	ν
Argila	Mole	$200 < \frac{E_s}{s_u} < 400$	0,4
	Média		0,3
	Rija		0,15
Areia	Fofa	27 – 55	0,3
	Mediamente compacta	55 – 70	
	Compacta	70 – 110	

(fonte: POULOS; DAVIS¹³, 1980 apud CAVALCANTE, 2005, p. 232)

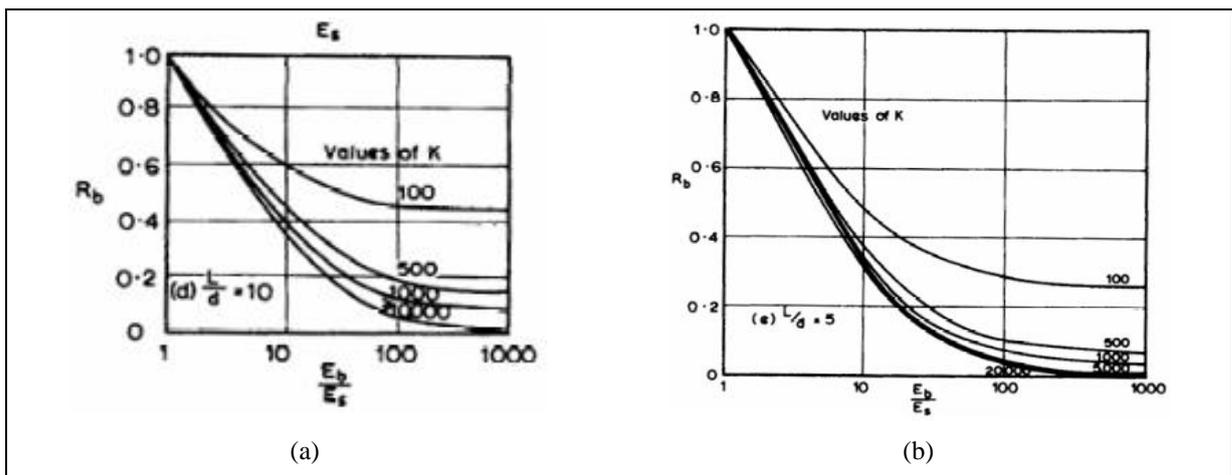
¹³ POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundations analysis and design**. New York: John Wiley and Sons, 1980.

Figura 20 – Parâmetros para cálculo do recalque de estaca compressível segundo Poulos e Davis: (a) fator de deslocamento I_0 para camadas finitas com $\nu=0,5$; (b) influência da compressibilidade da estaca; (c) coeficiente de Poisson do solo



(fonte: POULOS; DAVIS¹⁴, 1980 apud RUSSO NETO, 2005, p. 46)

Figura 21 – Parâmetros para cálculo do recalque de estaca em solo mais rijo segundo Poulos e Davis: (a) condição $L/B=10$; (b) condição $L/B=5$



(fonte: POULOS; DAVIS¹⁵, 1980 apud RUSSO NETO, 2005, p. 47)

¹⁴ POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundations analysis and design**. New York: John Wiley and Sons, 1980.

¹⁵ opus citatua.

7. ESTUDO GLOBAL DA ESTRUTURA

Após a pesquisa bibliográfica relatada nos capítulos anteriores, partiu-se para o estudo global da estrutura projetada, de maneira a analisar estruturalmente dois tipos de soluções selecionadas para este projeto. A primeira solução, sugerida de forma a atender às exigências do solo local, foi a utilização de fundações profundas do tipo estacas hélice contínua em toda a infraestrutura do silo. Alternativamente, foi proposta a substituição do solo, na região inferior da caixa de concreto, por um material com melhores propriedades resistentes, deixando a caixa apoiada diretamente sobre ele e mantendo os túneis estaqueados.

Para o estudo do projeto estrutural, em primeiro lugar, foi necessário analisar e conhecer os carregamentos atuantes no silo. Em seguida, foi feita uma análise preliminar da estrutura, a partir do lançamento de alguns modelos no programa computacional utilizado para a realização do cálculo global, com a finalidade de fazer comparações entre as diferentes soluções propostas, além de julgar o número adequado de estacas e os seus devidos espaçamentos. Esta análise inicial foi fundamental para estabelecer o modelo estrutural de forma mais econômica e que se adaptasse da melhor forma possível às condições geológicas locais e às exigências fixadas pelo contratante. Após definida a solução estrutural e as fundações do silo, realizou-se a interação global da superestrutura com a infraestrutura, fixando a distribuição dos esforços internos de cada elemento para posterior dimensionamento.

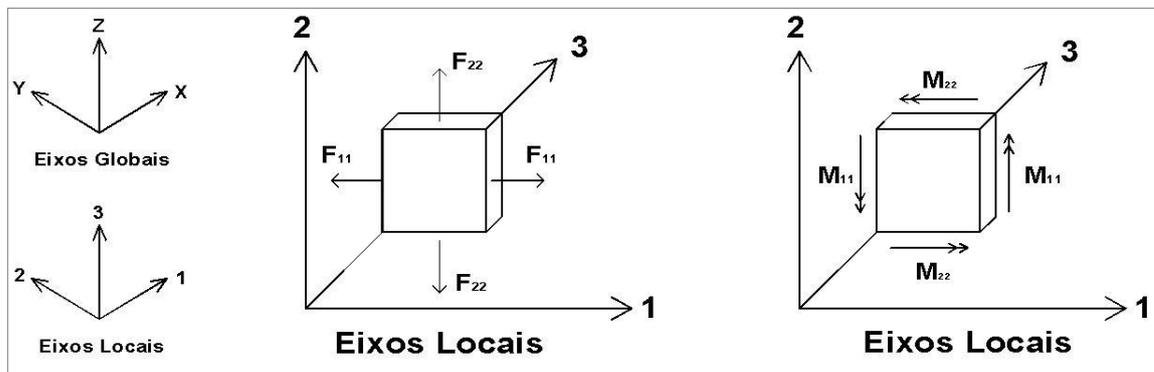
7.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA SAP2000

Sem dúvida alguma, nos últimos anos, houve um grande avanço tecnológico nas ferramentas computacionais para a realização de um projeto estrutural. Hoje em dia é possível testar várias soluções visando otimizar as estruturas, algo que antigamente era inviável devido ao tempo despendido durante os processos manuais de análise, cálculo e detalhamento de um projeto. Certamente o engenheiro deve usufruir sempre que possível destes recursos disponíveis para o cálculo, porém deve ter, acima de tudo, sensibilidade aos resultados, visto que erros causados principalmente pelo uso inconsciente destas ferramentas por parte do operador podem acarretar danos sérios à estrutura.

Para a criação do modelo estrutural do silo, foi utilizado o *software* SAP2000 (*Structural Analysis Program*), versão 15, que é um programa muito utilizado para o cálculo de estruturas em geral, o qual faz a análise estática e dinâmica da estrutura baseada Método dos Elementos Finitos. Este método, por sua vez, é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade devido à sua capacidade de simular diferentes condições de geometria, de carregamento e de contorno. Além disso, é possível incorporar diferentes modelos constitutivos e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia, através da discretização do meio contínuo em um número finito de elementos conectados por nós, formando, assim, uma malha de elementos que fornece uma solução aproximada das solicitações em qualquer ponto da estrutura.

O programa baseia-se em um sistema de coordenadas globais e locais. Os eixos globais são representados por X, Y e Z; e os eixos locais são representados por 1, 2 e 3. O lançamento da estrutura foi realizado em relação ao sistema de coordenadas globais e para cada elemento de área gerado, as solicitações obtidas pelo programa foram em relação ao sistema de coordenadas locais. Através da figura 22 é possível ver a convenção das solicitações em cada elemento de área nos eixos locais 1, 2 e 3.

Figura 22 – Representação da atuação das solicitações nos eixos locais 1, 2 e 3

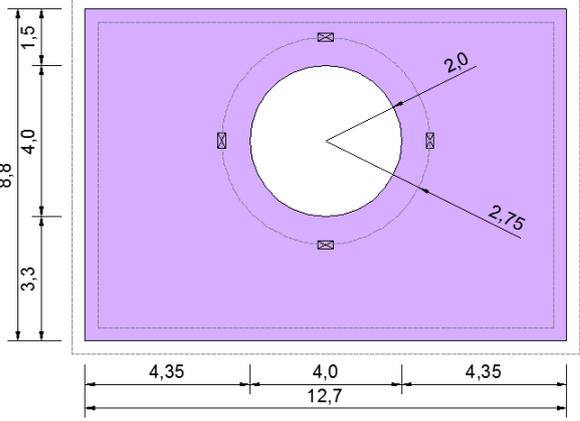
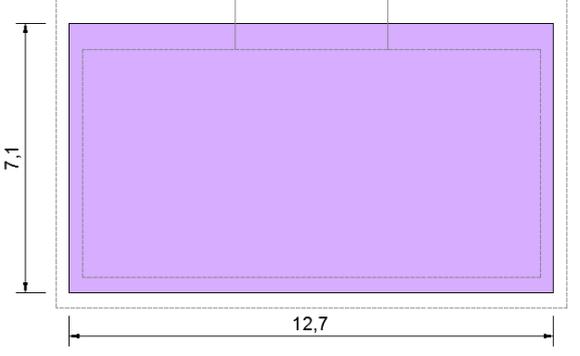
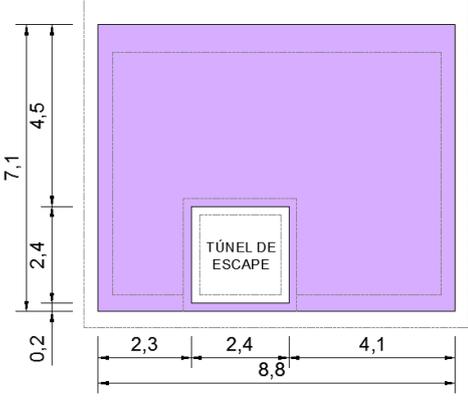
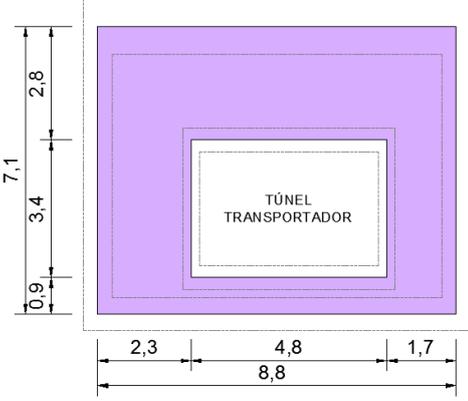


(fonte: LAZZARI, 2008, p. 43)

7.2 MODELO GEOMÉTRICO

O silo de homogeneização projetado neste trabalho é uma estrutura composta por três elementos principais em concreto armado interligados, sendo eles uma caixa retangular unida a dois túneis. Um esquema com as medidas e a localização de cada um destes elementos é apresentado nos quadros 3 e 4.

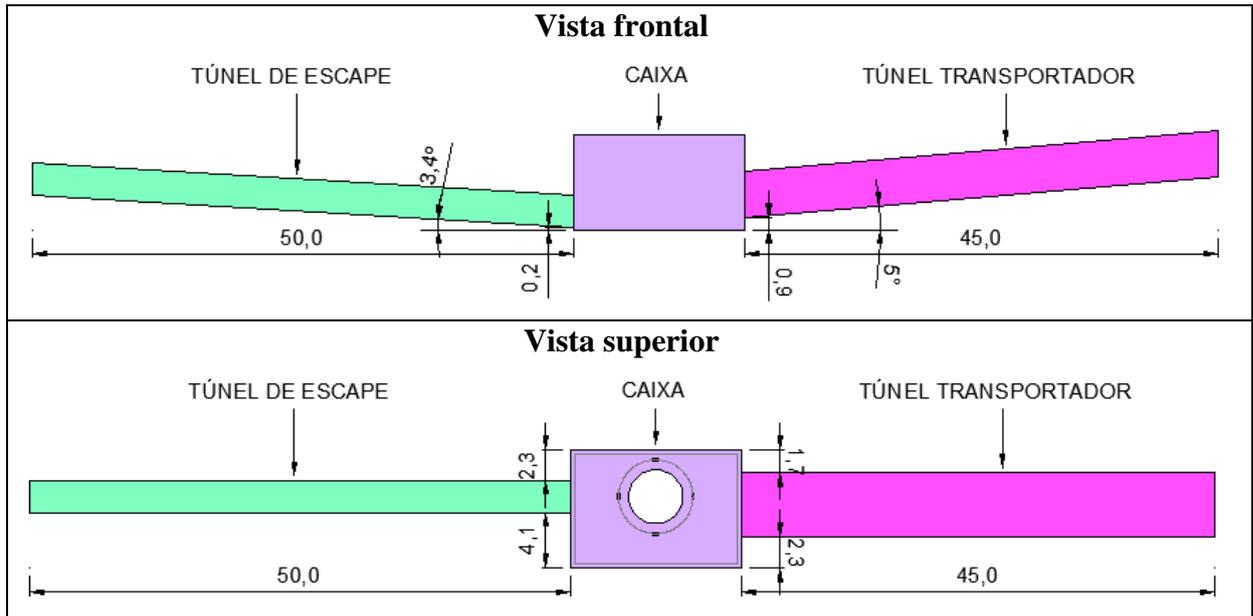
Quadro 3 – Especificação das dimensões da caixa

<p style="text-align: center;">Vista superior Laje superior com furo e pontos de apoio da máquina no seu entorno</p>	
<p style="text-align: center;">Vista frontal Parede externa</p>	
<p style="text-align: center;">Vista lateral esquerda Parede externa lateral com conexão com o túnel de escape</p>	
<p style="text-align: center;">Vista lateral direita Parede externa lateral com conexão com o túnel transportador</p>	

*dimensões em metros

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 4 – Especificação das dimensões dos túneis



*dimensões em metros

(fonte: elaborado pela autora)

No quadro 3, são especificadas as dimensões da caixa através do detalhamento das suas vistas laterais, frontal e superior, observando que a laje superior apresenta um furo descentralizado de dois metros de diâmetro e, ao redor deste, quatro pontos de apoio para a máquina. No quadro 4, que, por sua vez, define a geometria dos túneis, é possível notar as suas diferentes inclinações, dimensões e comprimentos. Vale ressaltar que as medidas apresentadas nos quadros 3 e 4 foram inicialmente estabelecidas pelo projeto arquitetônico fornecido pelo contratante, de forma a atender a demanda de produção de cimento da fábrica e atender às especificações da empresa fabricante da máquina misturadora.

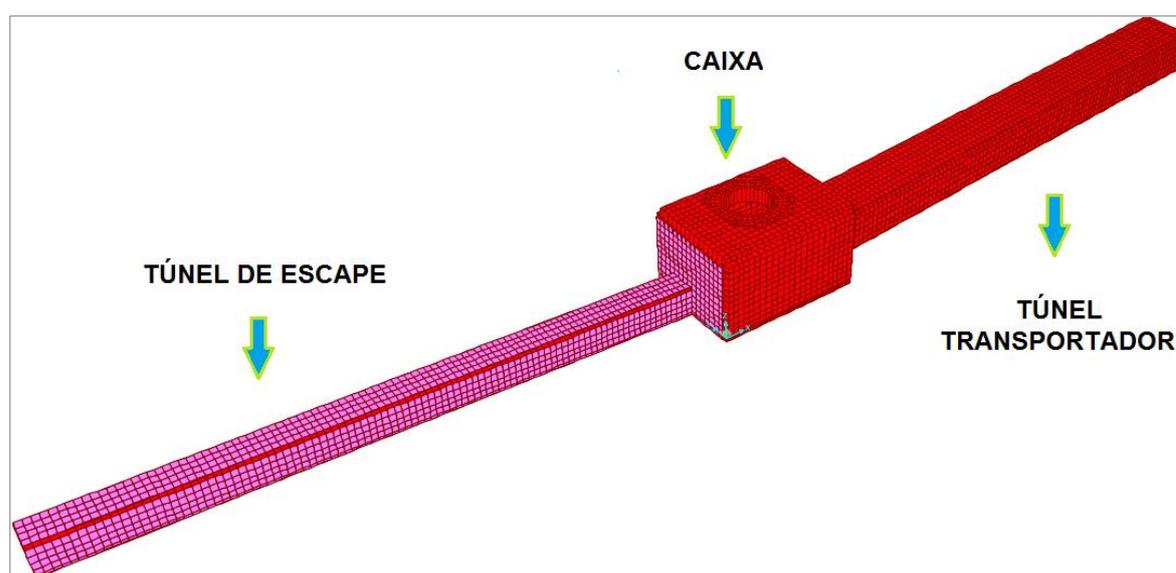
Para a criação do modelo geométrico, as paredes e lajes destas três estruturas foram modeladas como elementos de área *shell-thin* (placa fina), disponíveis no *software* SAP2000. Foram utilizados elementos quadráticos e triangulares, totalizando 6075 elementos finitos cujas dimensões na superfície média da placa variaram entre 20 e 60 cm e as espessuras foram determinadas conforme os dados fornecidos inicialmente pelo cliente (tabela 20). Quanto ao material utilizado, foi definido concreto armado para todos estes elementos, possuindo como peso específico um valor de 25 kN/m^3 . Na figura 23 observa-se a estrutura constituída por seus elementos com suas dimensões reais, de acordo com a opção *extrude view* do SAP2000.

Tabela 20 – Características dos elementos estruturais

Estrutura	Elemento	Quantidade	Espessura (cm)
Caixa	Laje Superior	1	137,5
	Paredes	4	70
	Laje de inferior	1	80
Túnel Transportador	Laje Superior	1	60
	Paredes	2	40
	Laje de inferior	1	60
Túnel de Escape	Laje Superior	1	40
	Paredes	2	40
	Laje inferior	1	40

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 23 – Modelo geométrico do silo lançado no programa SAP2000



(fonte: elaborada pela autora)

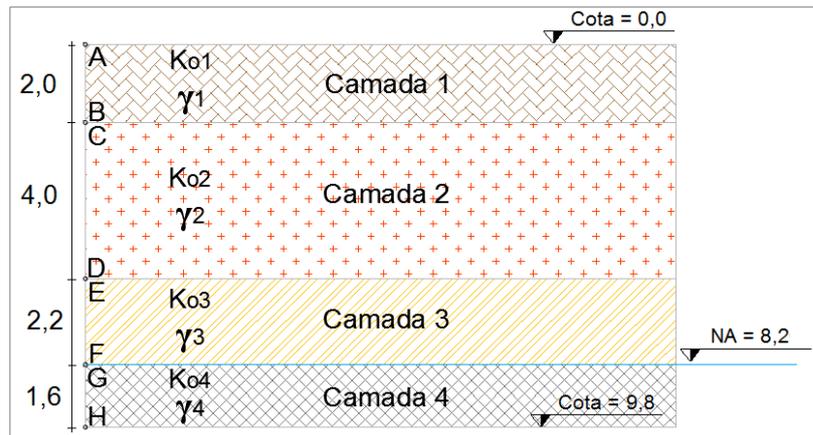
7.3 CARREGAMENTOS

Os carregamentos estudados no capítulo 4 deste trabalho foram adicionados ao modelo imediatamente após a conclusão da definição e do lançamento do modelo geométrico. Como visto anteriormente, para a definição dos empuxos no repouso atuantes sobre a estrutura, necessita-se determinar, em primeiro lugar, os coeficientes de empuxo, que, por sua vez, dependem do ângulo de atrito das camadas de solo.

Assim, com base no relatório de sondagem SPT apresentado na figura 5, pertencente ao terceiro capítulo deste trabalho, a partir da cota de fundo da estrutura, localizada a 9,8 m de profundidade, dividiu-se o estrato terroso em quatro camadas principais, conforme a figura 24. A **camada 1**, com espessura igual a 2,0 m, composta por argila; a **camada 2**, com

espessura de 4,0 m, formada por silte argiloso; a **camada 3**, com espessura igual a 2,2 m, preenchida por silte arenoso e a **camada 4**, com espessura de 1,6 m, composta pelo mesmo material da camada 3 porém saturado, devido a presença do nível d'água a 8,2 m de profundidade.

Figura 24 – Desenho esquemático das camadas do solo e dos pontos para os quais foram calculados os empuxos de terra



(fonte: elaborada pela autora)

Assim, com os valores de N_{SPT} médios calculados para cada camada, pode-se estimar o ângulo de atrito ϕ através das proposições empíricas de Godoy¹⁶ (1983 apud LORENZI, 2012), Teixeira¹⁷ (1996 apud LORENZI, 2012) e Mello¹⁸ (1971 apud SCHNAID, 2000) apresentadas no capítulo 3. Os resultados obtidos pela aplicação dos três métodos, bem como o valor do **ângulo de atrito** adotado e os **pesos específicos** γ estimados para cada camada estão expostos na tabela 21. Vale lembrar que para argilas e solos argilosos não é recomendável a utilização destas correlações, e, por isso, os valores de ângulo de atrito para as duas primeiras camadas de solo não estão apresentados na tabela.

¹⁶ GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. São Carlos, 1983. Palestra técnica na Escola de Engenharia de São Carlos.

¹⁷ TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de Fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Resumos...** [S. l.: s. n.], 1996. n. 1, p. 33-50.

¹⁸ O autor não indica a referência desta obra.

Tabela 21 – Peso específico e ângulo de atrito estimados para cada camada de solo

Camada	Material	N _{SPT} médio	Consistência	ϕ Godoy	ϕ Teixeira	ϕ Mello	ϕ adotado	γ (kN/m ³)
1	Argila	4	Mole	-	-	-	-	15
2	Silte argiloso	13	Rija	-	-	-	-	19
3	Silte arenoso	16	Mediamente compacto	34,4°	32,8°	35,4°	33°	17
4	Silte arenoso	14,5	Mediamente compacto	33,8°	32°	34,4°	33°	20

(fonte: elaborada pela autora)

Analisando os resultados encontrados na tabela 21 para o ângulo de atrito, pode-se concluir que os mesmos são satisfatórios, uma vez que os valores típicos de referência para areias e solos arenosos mediamente compactos variam entre 30° e 35°, conforme dados fornecidos na tabela 2, presente no capítulo 3 deste trabalho. A partir destes valores é possível determinar o **coeficiente de empuxo no repouso** K_0 (equação 9) e, conseqüentemente, o valor da tensão horizontal efetiva σ'_h produzida pelo solo, atuante sobre a superfície lateral da estrutura. Estes valores estão determinados na tabela 22, sendo que, para as duas primeiras camadas, adotou-se um coeficiente de empuxo no repouso estimado a partir da tabela 9.

Tabela 22 – Carregamento lateral devido ao empuxo de terra no repouso

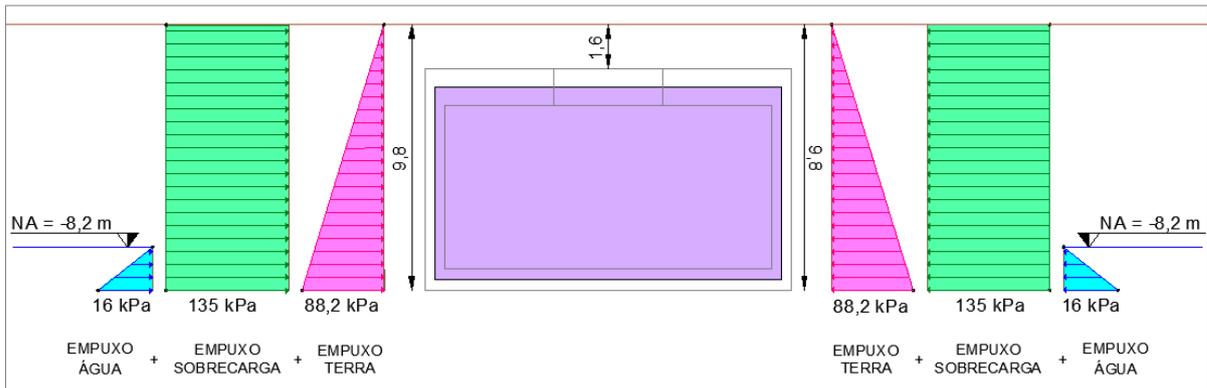
Camada	Ponto	K_0	γ (kN/m ³)	Cota (m)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)
1	A	0,6	15	0	0	0
	B			-2	30	18
2	C	0,5	19	-2	30	15
	D			-6	106	53
3	E	0,455	17	-6	106	48,27
	F			-8,2	143,4	65,3
4	G	0,455	20	-8,2	143,4	65,3
	H			-9,8	159,4	72,58

(fonte: elaborada pela autora)

Por simplificação dos cálculos, o **empuxo provocado pelo solo** sobre a estrutura foi considerado como uma envoltória das cargas horizontais obtidas na última coluna da tabela 22, gerando, assim, um carregamento triangular horizontal variando, conforme a profundidade, de zero a 88,2 kPa. O **empuxo provocado pela sobrecarga** externa de 225 kPa foi obtido multiplicando-se este valor pelo máximo valor de K_0 , sendo, portanto, igual a 135 kPa distribuído horizontalmente de forma uniforme. Quanto ao **empuxo provocado pela água**, este foi influente apenas nas cotas mais profundas da estrutura, sendo obtido multiplicando-se a altura da coluna d'água pelo seu peso específico. Assim, foi considerado

um carregamento triangular a partir da cota 8,2 m variando, conforme a profundidade, de zero a 16 kPa. A figura 25 representa, de maneira esquemática, o carregamento devido aos empuxos de terra, de água e devido à sobrecarga, os quais foram considerados atuantes nas três dimensões, em todas as paredes dos três elementos estruturais que compõem o silo.

Figura 25 – Representação esquemática dos empuxos atuantes sobre a estrutura

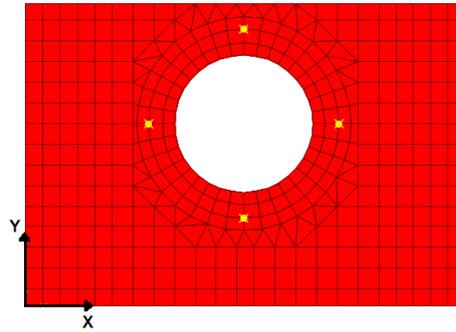


(fonte: elaborada pela autora)

Além do carregamento horizontal provocado pelos empuxos de terra, água e devido à sobrecarga, foi considerado ainda um **carregamento vertical uniformemente distribuído** ao longo de toda a superfície do silo, sendo aplicado nas lajes superiores das estruturas e equivalente a 225 kPa. Este valor foi fornecido pela empresa fabricante da máquina homogeneizadora e deve-se à constante presença de materiais depositados na superfície e à camada de solo presente acima da estrutura enterrada.

Somado a isto, tem-se também uma série de oito **carregamentos provocados pela máquina**, devido ao seu peso próprio e às posições diferentes que a mesma assume durante o seu funcionamento. Estes carregamentos estão aplicados nos quatro pontos de apoio da máquina na laje superior da caixa, conforme representado na figura 26, e os valores, apresentados na figura 27, foram igualmente disponibilizados pelo fabricante. Desta forma, para a análise global da estrutura do silo foram considerados 8 tipos de combinações de cargas, cada uma delas levando em consideração um dos carregamentos produzidos pela máquina, o peso próprio da estrutura, a sobrecarga uniformemente distribuída na superfície e o empuxo devido à mesma, o empuxo do solo e o empuxo da água.

Figura 26 – Pontos de aplicação do carregamento produzido pela máquina na laje superior da caixa



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 27 – Carregamentos produzidos pela máquina no plano XY

Carregamento 1	$\begin{array}{ccc} & 763 & \\ & \cdot & \\ 102 & & 102 \\ \leftarrow & & \rightarrow \\ 580 & & 835 \\ & \cdot & \\ & 651 & \end{array}$	Carregamento 5	$\begin{array}{ccc} & 679 & \\ & \cdot & \\ 102 & & 102 \\ \leftarrow & & \rightarrow \\ 663 & & 779 \\ & \cdot & \\ & 735 & \end{array}$
Carregamento 2	$\begin{array}{ccc} & 651 & \\ & \cdot & \\ 102 & & 102 \\ \leftarrow & & \leftarrow \\ 835 & & 580 \\ & \cdot & \\ & 763 & \end{array}$	Carregamento 6	$\begin{array}{ccc} & 735 & \\ & \cdot & \\ 102 & & 102 \\ \leftarrow & & \leftarrow \\ 779 & & 663 \\ & \cdot & \\ & 679 & \end{array}$
Carregamento 3	$\begin{array}{ccc} & \uparrow & \\ & 102 & \\ & \cdot & \\ & 835 & \\ 763 & & 651 \\ & \uparrow & \\ 102 & & \\ & \cdot & \\ & 580 & \end{array}$	Carregamento 7	$\begin{array}{ccc} & \uparrow & \\ & 102 & \\ & \cdot & \\ & 779 & \\ 679 & & 735 \\ & \uparrow & \\ 102 & & \\ & \cdot & \\ & 663 & \end{array}$
Carregamento 4	$\begin{array}{ccc} & \downarrow & \\ & 102 & \\ & \cdot & \\ & 580 & \\ 651 & & 763 \\ & \downarrow & \\ 102 & & \\ & \cdot & \\ & 835 & \end{array}$	Carregamento 8	$\begin{array}{ccc} & \downarrow & \\ & 102 & \\ & \cdot & \\ & 663 & \\ 735 & & 679 \\ & \downarrow & \\ 102 & & \\ & \cdot & \\ & 779 & \end{array}$

* valores expressos em kN

** os pontos indicam carregamentos na posição vertical para baixo (eixo Z)

(fonte: elaborada pela autora)

7.4 APOIOS

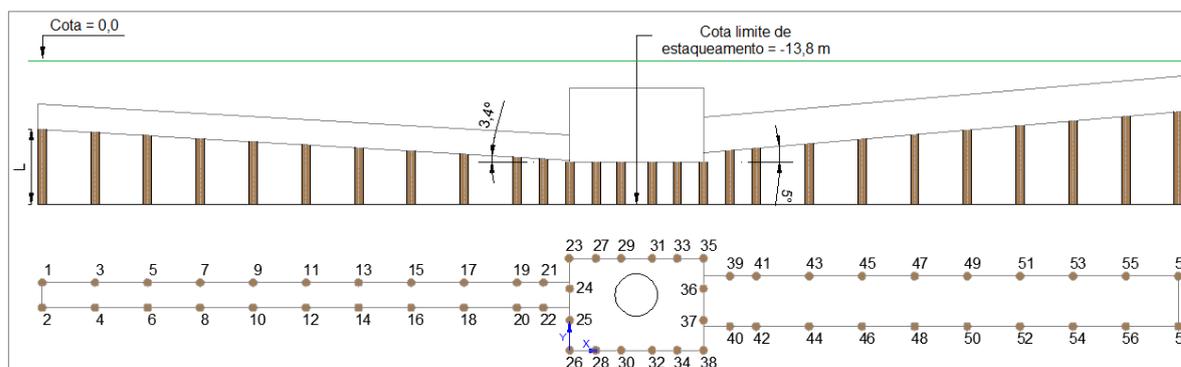
Com o modelo geométrico do silo definido e os carregamentos lançados, foram estabelecidos, posteriormente os tipos de apoios e a localização dos mesmos na estrutura. Conforme visto no capítulo 6, os pontos de contato da estrutura com o solo foram representados por molas, sendo as fundações modeladas como apoios elásticos. Após algumas análises efetuadas no *software* SAP2000, chegou-se a dois modelos estruturais principais, os quais se diferenciam justamente quanto ao tipo de fundação adotada. A seguir estão apresentadas estas duas soluções com as respectivas verificações quanto à segurança global da estrutura.

7.4.1 Solução 1

A primeira solução analisada neste trabalho refere-se à utilização de fundações profundas do tipo **estacas hélice contínua**, com 80 cm de diâmetro, na base dos elementos do silo. Este diâmetro foi adotado devido à sua carga de trabalho ser proporcional às reações obtidas no cálculo estrutural e permitir a utilização do número necessário de estacas respeitando os limites de espaçamento entre elas.

Para a base da **caixa**, foram definidas 16 estacas, com espaçamentos entre eixos variando entre 2,4 m e 3,0 m, o que é compatível com a distância mínima indicada entre estacas, que é da ordem de dois diâmetros. Para o **túnel de escape** e o **túnel transportador**, foram adotadas 22 e 20 estacas respectivamente. O espaçamento adotado entre estas foi de 5,0 m, sendo que nas proximidades da conexão com a caixa, devido ao seu grande carregamento, foi necessário uma redução deste valor para 2,5 m, como se pode observar na figura 28 e tabela 23.

Figura 28 – Desenho esquemático da disposição das estacas



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 23 – Locação e comprimentos das estacas

Estaca	X	Y	Cota de topo (m)	L (m)	Estaca	X	Y	Cota de topo (m)	L (m)
1	-50,0	6,5	-6,6	7,2	30	4,9	0,0	-9,8	4,0
2	-50,0	4,1	-6,6	7,2	31	7,8	8,8	-9,8	4,0
3	-45,0	6,5	-6,9	6,9	32	7,8	0,0	-9,8	4,0
4	-45,0	4,1	-6,9	6,9	33	10,2	8,8	-9,8	4,0
5	-40,0	6,5	-7,2	6,6	34	10,2	0,0	-9,8	4,0
6	-40,0	4,1	-7,2	6,6	35	12,7	8,8	-9,8	4,0
7	-35,0	6,5	-7,5	6,3	36	12,7	5,9	-9,8	4,0
8	-35,0	4,1	-7,5	6,3	37	12,7	2,9	-9,8	4,0
9	-30,0	6,5	-7,8	6,0	38	12,7	0,0	-9,8	4,0
10	-30,0	4,1	-7,8	6,0	39	15,2	7,1	-8,6	5,2
11	-25,0	6,5	-8,1	5,7	40	15,2	2,3	-8,6	5,2
12	-25,0	4,1	-8,1	5,7	41	17,7	7,1	-8,4	5,4
13	-20,0	6,5	-8,4	5,4	42	17,7	2,3	-8,4	5,4
14	-20,0	4,1	-8,4	5,4	43	22,7	7,1	-8,0	5,8
15	-15,5	6,5	-8,7	5,1	44	22,7	2,3	-8,0	5,8
16	-15,5	4,1	-8,7	5,1	45	27,7	7,1	-7,6	6,2
17	-10,0	6,5	-9,0	4,8	46	27,7	2,3	-7,6	6,2
18	-10,0	4,1	-9,0	4,8	47	32,7	7,1	-7,1	6,7
19	-5,0	6,5	-9,3	4,5	48	32,7	2,3	-7,1	6,7
20	-5,0	4,1	-9,3	4,5	49	37,7	7,1	-6,7	7,1
21	-2,5	6,5	-9,4	4,4	50	37,7	2,3	-6,7	7,1
22	-2,5	4,1	-9,4	4,4	51	42,7	7,1	-6,2	7,6
23	0,0	8,8	-9,8	4,0	52	42,7	2,3	-6,2	7,6
24	0,0	5,9	-9,8	4,0	53	47,7	7,1	-5,8	8,0
25	0,0	2,9	-9,8	4,0	54	47,7	2,3	-5,8	8,0
26	0,0	0,0	-9,8	4,0	55	52,7	7,1	-5,4	8,4
27	2,5	8,8	-9,8	4,0	56	52,7	2,3	-5,4	8,4
28	2,5	0,0	-9,8	4,0	57	57,7	7,1	-4,9	8,9
29	4,9	8,8	-9,8	4,0	58	57,7	2,3	-4,9	8,9

(fonte: elaborada pela autora)

Conforme exposto na tabela 10, capítulo 5, o limite de escavação para estacas hélice contínua de diâmetro igual a 80 cm, é até um solo com N_{SPT} máximo igual a 50. Desta forma, com base no relatório de sondagem fornecido e como pode ser observado na figura 27, considerou-se a cota limite de estaqueamento igual a 13,8 m. Assim, o menor comprimento de projeto foi adotado para as 16 estacas da caixa, as quais por possuírem o seu topo localizado sobre a mesma cota de 9,8 m, foram projetadas para uma altura igual a 4,0 m. Já para os dois túneis, foram determinados comprimentos diferenciados para cada estaca, devido às diferentes inclinações que os mesmos possuem.

Tendo-se este fato presente, é sabido que o solo encontrado nas laterais de cada estaca não é o mesmo, e, portanto, a capacidade de carga por atrito lateral de cada uma delas é função do solo atravessado. Sendo assim, para cada uma das 58 estacas foi calculada uma capacidade de carga admissível, de forma a representar mais fielmente o que ocorre na realidade. Nas tabelas 24 a 26, estão apresentadas planilhas de cálculo utilizadas na **previsão da capacidade de**

carga destas estacas, através dos métodos semi-empíricos apresentados no capítulo 6 de **Aoki e Velloso**¹⁹ (1975 apud SCHNAID, 2000), **Décourt e Quaresma**²⁰ (1978 apud SCHNAID, 2000) e **Antunes e Cabral**²¹ (1996 apud CONSOLI, 2011), respectivamente. O valor da capacidade de carga admissível adotado para cada estaca foi uma média dos valores encontrados por estes três métodos, e encontra-se discriminado na tabela 27.

Uma vez determinados estes dados, foi possível partir para o **cálculo dos recalques**, com o objetivo final de aplicar o **modelo de Winkler** para determinar o coeficiente de mola de cada estaca. Para isto, determinou-se inicialmente o **módulo de deformabilidade** do solo influente sobre a lateral (E_s) e sobre a base (E_b) de cada estaca, aplicando as equações 5 e 6 baseadas nos valores de N_{SPT} médios, de modo a atender à faixa de valores estabelecida pela tabela 7. Em seguida, estabeleceu-se o valor de 0,3 para o **coeficiente de Poisson** do maciço terroso presente na região lateral das estacas, conforme os dados disponíveis nas tabelas 8 e 19. Por fim, para determinar o **módulo de elasticidade do concreto** das estacas (E_p), adotou-se uma resistência característica de 20 MPa, segundo a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 21). Definidos estes parâmetros, foi possível utilizar os gráficos propostos por Poulos e Davis para calcular os **fatores de influência** de cada estaca e assim, fazer a previsão individualizada de recalques. Os **coeficientes de mola** foram calculados dividindo-se o valor da capacidade de carga admissível pelos recalques previstos, de forma a considerar a proporcionalidade entre estes dois fatores. Estes resultados estão apresentados na tabela 27.

¹⁹ AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 5., 1975, Buenos Aires. Os demais dados não foram disponibilizados pelo autor.

²⁰ O autor não indica a referência desta obra.

²¹ O autor não indica a referência desta obra.

Tabela 24 – Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas pelo método de Aoki e Velloso

Estaca	Perímetro (m)	L (m)	A _p (m ²)	K (kPa)	α (%)	F ₁	F ₂	Fuste					Ponta				Q _U (ton)	Q _{adm} (ton)
								N _i	q _c	f _s	q _l	Q _L	N _p	q _c	q _p	Q _P		
1	2,51	7,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	630,33	29,8	16390	4682,86	2353,86	298,42	149,21
2	2,51	7,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	630,33	29,8	16390	4682,86	2353,86	298,42	149,21
3	2,51	6,9	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	604,33	29,8	16390	4682,86	2353,86	295,82	147,91
4	2,51	6,9	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	604,33	29,8	16390	4682,86	2353,86	295,82	147,91
5	2,51	6,6	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	593,38	29,8	16390	4682,86	2353,86	294,72	147,36
6	2,51	6,6	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	593,38	29,8	16390	4682,86	2353,86	294,72	147,36
7	2,51	6,3	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	566,70	29,8	16390	4682,86	2353,86	292,06	146,03
8	2,51	6,3	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	566,70	29,8	16390	4682,86	2353,86	292,06	146,03
9	2,51	6,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	540,03	29,8	16390	4682,86	2353,86	289,39	144,69
10	2,51	6,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	540,03	29,8	16390	4682,86	2353,86	289,39	144,69
11	2,51	5,7	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	541,52	29,8	16390	4682,86	2353,86	289,54	144,77
12	2,51	5,7	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	541,52	29,8	16390	4682,86	2353,86	289,54	144,77
13	2,51	5,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	513,38	29,8	16390	4682,86	2353,86	286,72	143,36
14	2,51	5,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	513,38	29,8	16390	4682,86	2353,86	286,72	143,36
15	2,51	5,1	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	485,25	29,8	16390	4682,86	2353,86	283,91	141,96
16	2,51	5,1	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	485,25	29,8	16390	4682,86	2353,86	283,91	141,96
17	2,51	4,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	457,12	29,8	16390	4682,86	2353,86	281,10	140,55
18	2,51	4,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	457,12	29,8	16390	4682,86	2353,86	281,10	140,55
19	2,51	4,5	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	477,19	29,8	16390	4682,86	2353,86	283,11	141,55
20	2,51	4,5	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	477,19	29,8	16390	4682,86	2353,86	283,11	141,55
21	2,51	4,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	461,55	29,8	16390	4682,86	2353,86	281,54	140,77
22	2,51	4,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	461,55	29,8	16390	4682,86	2353,86	281,54	140,77
23	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
24	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
25	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
26	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
27	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
28	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
29	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
30	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
31	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
32	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93

continua

continuação

Estaca	Perímetro (m)	L (m)	A _p (m ²)	K (kPa)	α (%)	F ₁	F ₂	Fuste					Ponta				Q _U (ton)	Q _{adm} (ton)
								N _i	q _c	f _s	q _l	Q _L	N _p	q _c	q _p	Q _P		
33	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
34	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
35	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
36	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
37	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
38	2,51	4,0	0,503	550	2,2	3,5	7,0	24,25	13337,5	293,43	41,92	424,83	29,8	16390	4682,86	2353,86	277,87	138,93
39	2,51	5,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	487,86	29,8	16390	4682,86	2353,86	284,17	142,09
40	2,51	5,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	487,86	29,8	16390	4682,86	2353,86	284,17	142,09
41	2,51	5,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	508,57	29,8	16390	4682,86	2353,86	286,24	143,12
42	2,51	5,4	0,503	550	2,2	3,5	7,0	21,8	11990	263,78	37,68	508,57	29,8	16390	4682,86	2353,86	286,24	143,12
43	2,51	5,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	521,41	29,8	16390	4682,86	2353,86	287,53	143,76
44	2,51	5,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	521,41	29,8	16390	4682,86	2353,86	287,53	143,76
45	2,51	6,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	560,68	29,8	16390	4682,86	2353,86	291,45	145,73
46	2,51	6,2	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	560,68	29,8	16390	4682,86	2353,86	291,45	145,73
47	2,51	6,7	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	599,96	29,8	16390	4682,86	2353,86	295,38	147,69
48	2,51	6,7	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,67	11366,67	250,07	35,72	599,96	29,8	16390	4682,86	2353,86	295,38	147,69
49	2,51	7,1	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	623,03	29,8	16390	4682,86	2353,86	297,69	148,84
50	2,51	7,1	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	623,03	29,8	16390	4682,86	2353,86	297,69	148,84
51	2,51	7,6	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	661,31	29,8	16390	4682,86	2353,86	301,52	150,76
52	2,51	7,6	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	661,31	29,8	16390	4682,86	2353,86	301,52	150,76
53	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	305,12	152,56
		0,2	230	230	3,4			27	6210	211,14	30,16	14,75	-	-	-	-		
54	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	305,12	152,56
		0,2	230	230	3,4			27	6210	211,14	30,16	14,75	-	-	-	-		
55	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	308,43	154,22
		0,6	230	230	3,4			27	6210	211,14	30,16	47,91	-	-	-	-		
56	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	308,43	154,22
		0,6	230	230	3,4			27	6210	211,14	30,16	47,91	-	-	-	-		
57	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	309,95	154,97
		1,1	230	230	3,4			21	4830	164,22	23,46	63,06	-	-	-	-		
58	2,51	7,8	0,503	550	2,2	3,5	7,0	20,14	11078,57	243,73	34,82	682,56	29,8	16390	4682,86	2353,86	309,95	154,97
		1,1	230	230	3,4			21	4830	164,22	23,46	63,06	-	-	-	-		

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 25 – Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas em geral e hélice contínua pelo método de Décourt e Quaresma

Est.	Perímetro (m)	L (m)	A _p (m ²)	K (kPa)	Escavadas (em geral)							Hélice contínua							Q _{adm} méd (ton)
					α	β	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	α	β	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	
							N _I	Q _L	N _p	Q _P				N _I	Q _L	N _p	Q _P		
1	2,51	7,2	0,503	250	0,6	0,65	23	1019,82	45,8	3453,24	164,78	0,3	1,0	23	1568,95	45,8	1726,62	163,85	164,32
2	2,51	7,2	0,503	250	0,6	0,65	23	1019,82	45,8	3453,24	164,78	0,3	1,0	23	1568,95	45,8	1726,62	163,85	164,32
3	2,51	6,9	0,503	250	0,6	0,65	23	977,76	45,8	3453,24	161,54	0,3	1,0	23	1504,24	45,8	1726,62	158,88	160,21
4	2,51	6,9	0,503	250	0,6	0,65	23	977,76	45,8	3453,24	161,54	0,3	1,0	23	1504,24	45,8	1726,62	158,88	160,21
5	2,51	6,6	0,503	250	0,6	0,65	24	971,69	45,8	3453,24	161,08	0,3	1,0	24	1494,91	45,8	1726,62	158,16	159,62
6	2,51	6,6	0,503	250	0,6	0,65	24	971,69	45,8	3453,24	161,08	0,3	1,0	24	1494,91	45,8	1726,62	158,16	159,62
7	2,51	6,3	0,503	250	0,6	0,65	24	928,01	45,8	3453,24	157,72	0,3	1,0	24	1427,71	45,8	1726,62	152,99	155,35
8	2,51	6,3	0,503	250	0,6	0,65	24	928,01	45,8	3453,24	157,72	0,3	1,0	24	1427,71	45,8	1726,62	152,99	155,35
9	2,51	6,0	0,503	250	0,6	0,65	24	884,34	45,8	3453,24	154,36	0,3	1,0	24	1360,52	45,8	1726,62	147,82	151,09
10	2,51	6,0	0,503	250	0,6	0,65	24	884,34	45,8	3453,24	154,36	0,3	1,0	24	1360,52	45,8	1726,62	147,82	151,09
11	2,51	5,7	0,503	250	0,6	0,65	25,8	896,71	45,8	3453,24	155,31	0,3	1,0	25,8	1379,55	45,8	1726,62	149,28	152,30
12	2,51	5,7	0,503	250	0,6	0,65	25,8	896,71	45,8	3453,24	155,31	0,3	1,0	25,8	1379,55	45,8	1726,62	149,28	152,30
13	2,51	5,4	0,503	250	0,6	0,65	25,8	850,12	45,8	3453,24	151,72	0,3	1,0	25,8	1307,88	45,8	1726,62	143,77	147,75
14	2,51	5,4	0,503	250	0,6	0,65	25,8	850,12	45,8	3453,24	151,72	0,3	1,0	25,8	1307,88	45,8	1726,62	143,77	147,75
15	2,51	5,1	0,503	250	0,6	0,65	25,8	803,54	45,8	3453,24	148,14	0,3	1,0	25,8	1236,21	45,8	1726,62	138,26	143,20
16	2,51	5,1	0,503	250	0,6	0,65	25,8	803,54	45,8	3453,24	148,14	0,3	1,0	25,8	1236,21	45,8	1726,62	138,26	143,20
17	2,51	4,8	0,503	250	0,6	0,65	25,8	756,95	45,8	3453,24	144,56	0,3	1,0	25,8	1164,54	45,8	1726,62	132,75	138,65
18	2,51	4,8	0,503	250	0,6	0,65	25,8	756,95	45,8	3453,24	144,56	0,3	1,0	25,8	1164,54	45,8	1726,62	132,75	138,65
19	2,51	4,5	0,503	250	0,6	0,65	29,25	795,46	45,8	3453,24	147,52	0,3	1,0	29,25	1223,78	45,8	1726,62	137,30	142,41
20	2,51	4,5	0,503	250	0,6	0,65	29,25	795,46	45,8	3453,24	147,52	0,3	1,0	29,25	1223,78	45,8	1726,62	137,30	142,41
21	2,51	4,4	0,503	250	0,6	0,65	29,25	769,37	45,8	3453,24	145,51	0,3	1,0	29,25	1183,65	45,8	1726,62	134,22	139,86
22	2,51	4,4	0,503	250	0,6	0,65	29,25	769,37	45,8	3453,24	145,51	0,3	1,0	29,25	1183,65	45,8	1726,62	134,22	139,86
23	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
24	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
25	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
26	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
27	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
28	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
29	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
30	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
31	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
32	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89

continua

continuação

Est.	Perímetro (m)	L (m)	A _p (m ²)	K (kPa)	Escavadas (em geral)							Hélice contínua							Q _{adm} méd (ton)
					α	β	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	α	β	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	
							N _I	Q _L	N _p	Q _p				N _I	Q _L	N _p	Q _p		
33	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
34	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
35	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
36	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
37	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
38	2,51	4,0	0,503	250	0,6	0,65	29,25	708,17	45,8	3453,24	140,81	0,3	1,0	29,25	1089,49	45,8	1726,62	126,97	133,89
39	2,51	5,2	0,503	250	0,6	0,65	25,8	807,86	45,8	3453,24	148,47	0,3	1,0	25,8	1242,86	45,8	1726,62	138,77	143,62
40	2,51	5,2	0,503	250	0,6	0,65	25,8	807,86	45,8	3453,24	148,47	0,3	1,0	25,8	1242,86	45,8	1726,62	138,77	143,62
41	2,51	5,4	0,503	250	0,6	0,65	25,8	842,16	45,8	3453,24	151,11	0,3	1,0	25,8	1295,63	45,8	1726,62	142,83	146,97
42	2,51	5,4	0,503	250	0,6	0,65	25,8	842,16	45,8	3453,24	151,11	0,3	1,0	25,8	1295,63	45,8	1726,62	142,83	146,97
43	2,51	5,8	0,503	250	0,6	0,65	24	853,84	45,8	3453,24	152,01	0,3	1,0	24	1313,60	45,8	1726,62	144,21	148,11
44	2,51	5,8	0,503	250	0,6	0,65	24	853,84	45,8	3453,24	152,01	0,3	1,0	24	1313,60	45,8	1726,62	144,21	148,11
45	2,51	6,2	0,503	250	0,6	0,65	24	918,16	45,8	3453,24	156,96	0,3	1,0	24	1412,55	45,8	1726,62	151,82	154,39
46	2,51	6,2	0,503	250	0,6	0,65	24	918,16	45,8	3453,24	156,96	0,3	1,0	24	1412,55	45,8	1726,62	151,82	154,39
47	2,51	6,7	0,503	250	0,6	0,65	24	982,47	45,8	3453,24	161,91	0,3	1,0	24	1511,49	45,8	1726,62	159,43	160,67
48	2,51	6,7	0,503	250	0,6	0,65	24	982,47	45,8	3453,24	161,91	0,3	1,0	24	1511,49	45,8	1726,62	159,43	160,67
49	2,51	7,1	0,503	250	0,6	0,65	23	1008,02	45,8	3453,24	163,87	0,3	1,0	23	1550,80	45,8	1726,62	162,46	163,16
50	2,51	7,1	0,503	250	0,6	0,65	23	1008,02	45,8	3453,24	163,87	0,3	1,0	23	1550,80	45,8	1726,62	162,46	163,16
51	2,51	7,6	0,503	250	0,6	0,65	23	1069,95	45,8	3453,24	168,63	0,3	1,0	23	1646,08	45,8	1726,62	169,79	169,21
52	2,51	7,6	0,503	250	0,6	0,65	23	1069,95	45,8	3453,24	168,63	0,3	1,0	23	1646,08	45,8	1726,62	169,79	169,21
53	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	173,73	0,3	1,0	23	1741,36	45,8	1726,62	180,88	177,30
		0,2		200			27	31,79	-	-				27	48,91	-	-		
54	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	173,73	0,3	1,0	23	1741,36	45,8	1726,62	180,88	177,30
		0,2		200			27	31,79	-	-				27	48,91	-	-		
55	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	179,22	0,3	1,0	23	1836,64	45,8	1726,62	196,67	187,94
		0,6		200			27	103,25	-	-				27	158,85	-	-		
56	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	179,22	0,3	1,0	23	1836,64	45,8	1726,62	196,67	187,94
		0,6		200			27	103,25	-	-				27	158,85	-	-		
57	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	182,03	0,3	1,0	23	1931,93	45,8	1726,62	208,32	195,17
		1,1		200			21	139,77	-	-				21	215,03	-	-		
58	2,51	7,8	0,503	250	0,6	0,65	23	1104,33	45,8	3453,24	182,03	0,3	1,0	23	1931,93	45,8	1726,62	208,32	195,17
		1,1		200			21	139,77	-	-				21	215,03	-	-		

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 26 – Previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua pelo método de Antunes e Cabral

Est.	Perímetro (m)	L (m)	A_p (m ²)	Valores máximos							Valores mínimos							Q_{adm} méd (ton)
				β_1 (%)	β_2 (kPa)	Fuste		Ponta		Q_{adm} (ton)	β_1 (%)	β_2 (kPa)	Fuste		Ponta		Q_{adm} (ton)	
						N_L	Q_L	N_p	Q_p				N_L	Q_L	N_p	Q_p		
1	2,51	7,2	0,503	3,5	200	20,14	1276,28	29,8	2010,62	164,34	2,5	100	20,14	911,63	29,8	1497,91	120,48	142,41
2	2,51	7,2	0,503	3,5	200	20,14	1276,28	29,8	2010,62	164,34	2,5	100	20,14	911,63	29,8	1497,91	120,48	142,41
3	2,51	6,9	0,503	3,5	200	20,14	1223,64	29,8	2010,62	161,71	2,5	100	20,14	874,03	29,8	1497,91	118,60	140,16
4	2,51	6,9	0,503	3,5	200	20,14	1223,64	29,8	2010,62	161,71	2,5	100	20,14	874,03	29,8	1497,91	118,60	140,16
5	2,51	6,6	0,503	3,5	200	20,67	1201,46	29,8	2010,62	160,60	2,5	100	20,67	858,19	29,8	1497,91	117,80	139,20
6	2,51	6,6	0,503	3,5	200	20,67	1201,46	29,8	2010,62	160,60	2,5	100	20,67	858,19	29,8	1497,91	117,80	139,20
7	2,51	6,3	0,503	3,5	200	20,67	1147,46	29,8	2010,62	157,90	2,5	100	20,67	819,61	29,8	1497,91	115,88	136,89
8	2,51	6,3	0,503	3,5	200	20,67	1147,46	29,8	2010,62	157,90	2,5	100	20,67	819,61	29,8	1497,91	115,88	136,89
9	2,51	6,0	0,503	3,5	200	20,67	1093,46	29,8	2010,62	155,20	2,5	100	20,67	781,04	29,8	1497,91	113,95	134,58
10	2,51	6,0	0,503	3,5	200	20,67	1093,46	29,8	2010,62	155,20	2,5	100	20,67	781,04	29,8	1497,91	113,95	134,58
11	2,51	5,7	0,503	3,5	200	21,8	1096,46	29,8	2010,62	155,35	2,5	100	21,8	783,18	29,8	1497,91	114,05	134,70
12	2,51	5,7	0,503	3,5	200	21,8	1096,46	29,8	2010,62	155,35	2,5	100	21,8	783,18	29,8	1497,91	114,05	134,70
13	2,51	5,4	0,503	3,5	200	21,8	1039,49	29,8	2010,62	152,51	2,5	100	21,8	742,49	29,8	1497,91	112,02	132,26
14	2,51	5,4	0,503	3,5	200	21,8	1039,49	29,8	2010,62	152,51	2,5	100	21,8	742,49	29,8	1497,91	112,02	132,26
15	2,51	5,1	0,503	3,5	200	21,8	982,53	29,8	2010,62	149,66	2,5	100	21,8	701,81	29,8	1497,91	109,99	129,82
16	2,51	5,1	0,503	3,5	200	21,8	982,53	29,8	2010,62	149,66	2,5	100	21,8	701,81	29,8	1497,91	109,99	129,82
17	2,51	4,8	0,503	3,5	200	21,8	925,56	29,8	2010,62	146,81	2,5	100	21,8	661,12	29,8	1497,91	107,95	127,38
18	2,51	4,8	0,503	3,5	200	21,8	925,56	29,8	2010,62	146,81	2,5	100	21,8	661,12	29,8	1497,91	107,95	127,38
19	2,51	4,5	0,503	3,5	200	24,25	966,22	29,8	2010,62	148,84	2,5	100	24,25	690,16	29,8	1497,91	109,40	129,12
20	2,51	4,5	0,503	3,5	200	24,25	966,22	29,8	2010,62	148,84	2,5	100	24,25	690,16	29,8	1497,91	109,40	129,12
21	2,51	4,4	0,503	3,5	200	24,25	934,54	29,8	2010,62	147,26	2,5	100	24,25	667,53	29,8	1497,91	108,27	127,76
22	2,51	4,4	0,503	3,5	200	24,25	934,54	29,8	2010,62	147,26	2,5	100	24,25	667,53	29,8	1497,91	108,27	127,76
23	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
24	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
25	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
26	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
27	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
28	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
29	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
30	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
31	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
32	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58

continua

continuação

Est.	Perímetro (m)	L (m)	A _p (m ²)	Valores máximos							Valores mínimos							Q _{adm} méd (ton)
				β ₁ (%)	β ₂ (kPa)	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	β ₁ (%)	β ₂ (kPa)	Fuste		Ponta		Q _{adm} (ton)	
						N _i	Q _L	N _p	Q _P				N _i	Q _L	N _p	Q _P		
33	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
34	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
35	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
36	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
37	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
38	2,51	4,0	0,503	3,5	200	24,25	860,19	29,8	2010,62	143,54	2,5	100	24,25	614,42	29,8	1497,91	105,62	124,58
39	2,51	5,2	0,503	3,5	200	21,8	987,81	29,8	2010,62	149,92	2,5	100	21,8	705,58	29,8	1497,91	110,17	130,05
40	2,51	5,2	0,503	3,5	200	21,8	987,81	29,8	2010,62	149,92	2,5	100	21,8	705,58	29,8	1497,91	110,17	130,05
41	2,51	5,4	0,503	3,5	200	21,8	1029,76	29,8	2010,62	152,02	2,5	100	21,8	735,54	29,8	1497,91	111,67	131,85
42	2,51	5,4	0,503	3,5	200	21,8	1029,76	29,8	2010,62	152,02	2,5	100	21,8	735,54	29,8	1497,91	111,67	131,85
43	2,51	5,8	0,503	3,5	200	20,67	1055,75	29,8	2010,62	153,32	2,5	100	20,67	754,10	29,8	1497,91	112,60	132,96
44	2,51	5,8	0,503	3,5	200	20,67	1055,75	29,8	2010,62	153,32	2,5	100	20,67	754,10	29,8	1497,91	112,60	132,96
45	2,51	6,2	0,503	3,5	200	20,67	1135,27	29,8	2010,62	157,29	2,5	100	20,67	810,91	29,8	1497,91	115,44	136,37
46	2,51	6,2	0,503	3,5	200	20,67	1135,27	29,8	2010,62	157,29	2,5	100	20,67	810,91	29,8	1497,91	115,44	136,37
47	2,51	6,7	0,503	3,5	200	20,67	1214,79	29,8	2010,62	161,27	2,5	100	20,67	867,71	29,8	1497,91	118,28	139,78
48	2,51	6,7	0,503	3,5	200	20,67	1214,79	29,8	2010,62	161,27	2,5	100	20,67	867,71	29,8	1497,91	118,28	139,78
49	2,51	7,1	0,503	3,5	200	20,14	1261,51	29,8	2010,62	163,61	2,5	100	20,14	901,08	29,8	1497,91	119,95	141,78
50	2,51	7,1	0,503	3,5	200	20,14	1261,51	29,8	2010,62	163,61	2,5	100	20,14	901,08	29,8	1497,91	119,95	141,78
51	2,51	7,6	0,503	3,5	200	20,14	1339,02	29,8	2010,62	167,48	2,5	100	20,14	956,44	29,8	1497,91	122,72	145,10
52	2,51	7,6	0,503	3,5	200	20,14	1339,02	29,8	2010,62	167,48	2,5	100	20,14	956,44	29,8	1497,91	122,72	145,10
53	2,51	8,0	0,503	3,5	200	21	1476,81	29,8	2010,62	174,37	2,5	100	21	1054,86	29,8	1497,91	127,64	151,01
54	2,51	8,0	0,503	3,5	200	21	1476,81	29,8	2010,62	174,37	2,5	100	21	1054,86	29,8	1497,91	127,64	151,01
55	2,51	8,4	0,503	3,5	200	21	1557,62	29,8	2010,62	178,41	2,5	100	21	1112,58	29,8	1497,91	130,52	154,47
56	2,51	8,4	0,503	3,5	200	21	1557,62	29,8	2010,62	178,41	2,5	100	21	1112,58	29,8	1497,91	130,52	154,47
57	2,51	8,9	0,503	3,5	200	20,33	1586,41	29,8	2010,62	179,85	2,5	100	20,33	1133,15	29,8	1497,91	131,55	155,70
58	2,51	8,9	0,503	3,5	200	20,33	1586,41	29,8	2010,62	179,85	2,5	100	20,33	1133,15	29,8	1497,91	131,55	155,70

(fonte: elaborada pela autora)

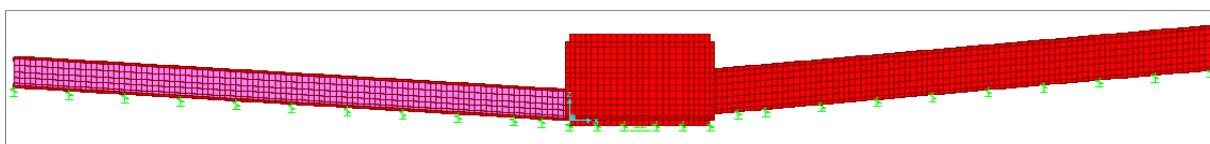
Tabela 27 – Cálculo dos recalques e dos coeficientes de mola para cada estaca

Estaca	Q _{adm} média (ton)	Es (MPa)	I	w (mm)	K _{mola} (kN/m)	Estaca	Q _{adm} média (ton)	Es (MPa)	I	w (mm)	K _{mola} (kN/m)
1	151,98	48,09	0,15	5,82	260.988	30	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
2	151,98	48,09	0,15	5,82	260.988	31	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
3	149,42	48,09	0,15	5,86	255.195	32	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
4	149,42	48,09	0,15	5,86	255.195	33	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
5	148,73	49,5	0,16	5,86	253.711	34	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
6	148,73	49,5	0,16	5,86	253.711	35	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
7	146,09	49,5	0,16	5,91	247.171	36	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
8	146,09	49,5	0,16	5,91	247.171	37	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
9	143,45	49,5	0,16	5,95	241.010	38	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059
10	143,45	49,5	0,16	5,95	241.010	39	138,59	52,13	0,18	5,94	233.483
11	143,92	52,13	0,17	5,88	244.828	40	138,59	52,13	0,18	5,94	233.483
12	143,92	52,13	0,17	5,88	244.828	41	140,65	52,13	0,17	5,85	240.412
13	141,12	52,13	0,17	5,91	238.887	42	140,65	52,13	0,17	5,85	240.412
14	141,12	52,13	0,17	5,91	238.887	43	141,61	49,5	0,17	5,93	238.736
15	138,33	52,13	0,18	5,92	233.483	44	141,61	49,5	0,17	5,93	238.736
16	138,33	52,13	0,18	5,92	233.483	45	145,50	49,5	0,16	5,85	248.866
17	135,53	52,13	0,18	5,93	228.363	46	145,50	49,5	0,16	5,85	248.866
18	135,53	52,13	0,18	5,93	228.363	47	149,38	49,5	0,16	5,86	255.021
19	137,70	57,15	0,19	5,69	242.033	48	149,38	49,5	0,16	5,86	255.021
20	137,70	57,15	0,19	5,69	242.033	49	151,26	48,09	0,15	5,83	259.555
21	136,13	57,15	0,19	5,75	236.582	50	151,26	48,09	0,15	5,83	259.555
22	136,13	57,15	0,19	5,75	236.582	51	155,02	48,09	0,15	5,88	263.424
23	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	52	155,02	48,09	0,15	5,88	263.424
24	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	53	160,29	49,5	0,14	5,83	274.730
25	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	54	160,29	49,5	0,14	5,83	274.730
26	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	55	165,54	49,5	0,14	5,85	282.906
27	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	56	165,54	49,5	0,14	5,85	282.906
28	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	57	168,62	49,5	0,14	5,79	291.413
29	132,47	57,15	0,20	5,71	232.059	58	168,62	49,5	0,14	5,79	291.413

(fonte: elaborada pela autora)

Desta maneira, as estacas foram simuladas no modelo computacional como apoios elásticos, com rigidez apenas em relação ao eixo z expressa pelos valores obtidos para o coeficiente de mola na tabela 27 (figura 29). Para garantir a rigidez horizontal da estrutura, simulando o confinamento da mesma em um maciço terroso, foi adotado um artifício de cálculo adicionando quatro apoios nos nós do elemento central da base da caixa restringindo os deslocamentos nas direções X e Y.

Figura 29 – Modelo estrutural da solução 1 lançado no SAP2000 no plano XZ



(fonte: elaborada pela autora)

A primeira verificação realizada após a conclusão do modelo foi analisar se este havia sido lançado corretamente e se as ligações entre os elementos estavam efetivamente funcionando. Para isto, foram retirados do modelo computacional os valores das reações na base do silo (F_3) quando submetido apenas ao peso próprio, representados na tabela 28. Já na tabela 29, foi realizada uma estimativa através do cálculo a mão do volume de concreto dos elementos estruturais, bem como do peso total da estrutura. Após este cálculo, foi confirmado que os resultados obtidos pelo SAP2000 foram aceitáveis, pois os valores encontrados são convergentes.

Tabela 28 – Reações nos apoios (F_3) devido ao peso próprio da estrutura obtidas pelo software SAP2000

Estaca	F_3 (kN)	Estaca	F_3 (kN)	Estaca	F_3 (kN)	Estaca	F_3 (kN)
1	144,26	16	231,71	31	563,11	45	535,71
2	146,56	17	259,87	32	599,42	46	547,34
3	204,17	18	266,65	33	563,45	47	534,90
4	206,77	19	374,82	34	600,07	48	545,34
5	234,89	20	382,92	35	559,36	49	527,42
6	237,70	21	449,15	36	563,93	50	536,86
7	240,73	22	458,41	37	579,00	51	510,05
8	243,81	23	532,43	38	596,73	52	518,68
9	234,61	24	537,45	39	548,02	53	490,83
10	238,10	25	561,81	40	565,14	54	499,05
11	232,04	26	573,85	41	548,67	55	443,78
12	236,22	27	548,63	42	564,36	56	451,50
13	222,37	28	587,25	43	528,12	57	355,67
14	227,27	29	557,54	44	541,10	58	362,47
15	225,89	30	594,59				
Total:							24.972,5 kN

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 29 – Cálculo do peso próprio da estrutura

Estrutura	Elemento	Volume (m ³)	Peso específico concreto (kN/m ³)	Peso Próprio (kN)
Caixa	Laje Superior	136,39		3.409,78
	Paredes	198,25	25	4.956,35
	Laje inferior	89,41		2.235,20
Túnel Transportador	Laje Superior	129,6		3.240
	Paredes	122,4	25	3.060
	Laje inferior	129,6		3.240
Túnel de Escape	Laje Superior	48		1.200
	Paredes	96	25	2.400
	Laje inferior	48		1.200
Total:				24.941,33 kN

(fonte: elaborada pela autora)

A segunda verificação foi determinar o coeficiente de segurança global da estrutura, o qual segundo a tabela 12, para estacas sem prova de carga, deve ser no mínimo igual a 2,0. A tabela 30 apresenta as máximas reações (F_3) e deslocamentos (U_3) nas estacas, obtidas com a aplicação de uma das combinações de carga. Devido à semelhança entre as magnitudes dos carregamentos produzidos pela máquina homogeneizadora, os resultados obtidos para cada combinação de carga foi equivalente, e, portanto, estão apresentados uma única vez.

Tabela 30 – Máximas reações (F_3) e deslocamentos (U_3) nas estacas obtidos com a aplicação das combinações de carga

Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)	Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)	Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)	Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)
1	291,59	-1,12	16	466,47	-2,00	31	1.286,73	-5,55	45	1.123,12	-4,51
2	283,97	-1,09	17	564,33	-2,47	32	1.275,50	-5,50	46	1.120,66	-4,50
3	413,71	-1,62	18	561,92	-2,46	33	1.278,44	-5,51	47	1.102,71	-4,32
4	405,63	-1,59	19	844,25	-3,49	34	1.269,36	-5,47	48	1.100,77	-4,32
5	475,93	-1,88	20	838,40	-3,46	35	1.259,57	-5,43	49	1.074,48	-4,14
6	468,18	-1,85	21	1.017,65	-4,30	36	1.253,67	-5,40	50	1.073,06	-4,13
7	486,60	-1,97	22	1.011,30	-4,28	37	1.254,56	-5,40	51	1.031,12	-3,91
8	479,44	-1,94	23	1.221,61	-5,26	38	1.252,78	-5,40	52	1.031,15	-3,91
9	472,81	-1,96	24	1.203,55	-5,19	39	1.213,53	-5,20	53	988,75	-3,60
10	466,45	-1,94	25	1.228,95	-5,30	40	1.206,83	-5,17	54	989,24	-3,60
11	466,72	-1,91	26	1.223,41	-5,27	41	1.202,67	-5,00	55	892,42	-3,15
12	460,74	-1,88	27	1.258,13	-5,42	42	1.196,20	-4,98	56	891,37	-3,15
13	450,56	-1,89	28	1.252,81	-5,40	43	1.131,32	-4,74	57	709,35	-2,45
14	445,46	-1,87	29	1.279,01	-5,51	44	1.127,01	-4,72	58	713,90	-2,44
15	469,90	-2,01	30	1.269,20	-5,47						

(fonte: elaborada pela autora)

Analisando os resultados da tabela 30, é possível indicar que a estaca mais carregada corresponde à estaca de número 31, pertencente à base da caixa, como já era esperado. A carga de trabalho calculada para esta estaca (tabela 27) é de 132,47 toneladas, com o coeficiente de segurança 2,0 já embutido neste valor, chegando-se assim, a um coeficiente de segurança global mínimo igual a 2,06. Sendo assim, é possível afirmar que a estrutura é segura e a solução é passível de ser adotada.

7.4.2 Solução 2

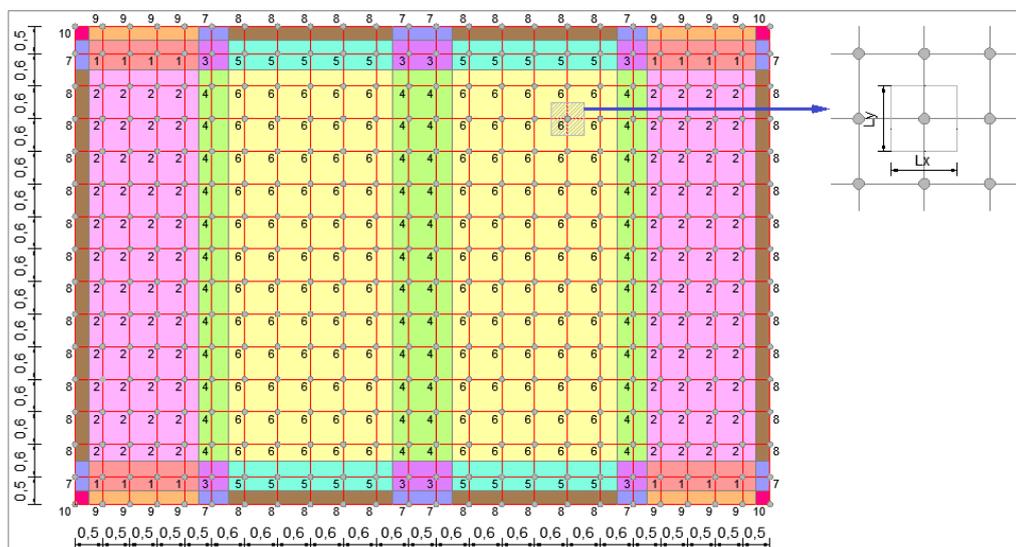
Apenas a título de estudo, foi proposta uma segunda alternativa de projeto. Neste caso, a estrutura foi analisada de forma a considerar a caixa apoiada diretamente sobre o terreno. Para tanto, visto que o solo presente no local não possui capacidade resistente para cumprir esta função, se propôs a substituição de uma camada de dois metros deste solo por um material

com melhores características, como, por exemplo, uma areia submetida a uma boa compactação. Assim, a estrutura contaria com dois tipos de fundações: as **superficiais** da caixa e as **estacas hélice contínua**, mantidas da solução anterior, para os dois túneis. Optou-se por utilizar fundações profundas nos túneis, pois a substituição de solo em grandes volumes não seria justificável para este caso, já para a caixa, por possuir a sua cota de fundo localizada a uma grande profundidade, a quantidade de material pouco resistente a ser removida e substituída seria menor.

O processo adotado para a representação do modelo estrutural desta solução foi semelhante à anterior, salvo para os apoios da caixa, que tiveram a sua rigidez, distribuição e quantidades alteradas. Desta forma, para cada nó dos elementos finitos da laje inferior da caixa, foi inserido um apoio elástico, com rigidez igual ao coeficiente de reação vertical do solo multiplicado pela área de influência deste nó. Com a substituição do solo local por uma areia compacta selecionada, com características conhecidas, o coeficiente de reação vertical, estimado a partir da tabela 11 deste trabalho, foi de 96.000 kN/m^3 .

Na figura 30, é possível observar a malha de elementos finitos da base da caixa, a qual, por ser irregular, define áreas de influência diferentes para os nós dos elementos. Sendo assim, para uma melhor representação gráfica desta distribuição, os pontos de ligação entre os elementos estão numerados e coloridos conforme os seus valores de L_x e L_y .

Figura 30 – Distribuição esquemática no plano XY dos nós dos elementos da base da caixa conforme suas áreas de influência



(fonte: elaborada pela autora)

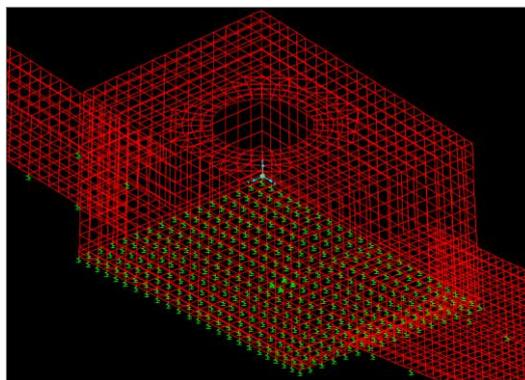
A tabela 31 apresenta as medidas de L_x e L_y observadas para cada tipo de ligação bem como os valores do coeficiente de mola (K_{mola}) inseridos no modelo computacional (figura 31). Além disso, com base no ângulo de atrito e peso específico determinados para este solo, apresenta a capacidade de carga admissível para cada apoio (q_{adm}), obtida conforme o roteiro de cálculo expresso no item 6.3.2.

Tabela 31 – Capacidade de carga calculada para cada tipo de elemento da laje inferior da caixa

Tipo ligação	K_v (kN/m ³)	L_x (m)	L_y (m)	K_{mola} (kN/m)	ϕ	γ (kN/m ³)	Nq	$N\gamma$	q_{adm} (kPa)
1	96.000	0,5	0,55	26.400	40°	20	81,27	138,07	663,56
2	96.000	0,5	0,6	28.800	40°	20	81,27	138,07	663,56
3	96.000	0,55	0,55	29.040	40°	20	81,27	138,07	686,57
4	96.000	0,55	0,6	31.680	40°	20	81,27	138,07	686,57
5	96.000	0,6	0,55	31.680	40°	20	81,27	138,07	686,57
6	96.000	0,6	0,6	34.560	40°	20	81,27	138,07	709,58
7	96.000	0,55	0,25	13.200	40°	20	81,27	138,07	548,50
8	96.000	0,6	0,25	14.400	40°	20	81,27	138,07	548,50
9	96.000	0,5	0,25	12.000	40°	20	81,27	138,07	548,50
10	96.000	0,25	0,25	6.000	40°	20	81,27	138,07	548,50

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 31 – Apoios elásticos em todos os nós da laje inferior da caixa



(fonte: elaborada pela autora)

Na tabela 32 estão apresentados os resultados das reações nos nós dos elementos da laje inferior da caixa (F_3), obtidos com a aplicação de uma das combinações de carga, bem como a sua localização (X e Y) e deslocamentos (U_3), estando destacados os valores máximos para cada tipo de ligação. Com base nestes valores, comparativamente com os da tabela 32, é possível calcular o menor coeficiente de segurança para as fundações superficiais, o qual, para este caso é de 4,72 e corresponde ao ponto 346. Vale lembrar que o coeficiente de segurança mínimo para este tipo de fundação, conforme a tabela 12 é de 3,0.

Tabela 32 – Reações (F_3) e deslocamentos (U_3) máximos obtidos pelo cálculo computacional para os elementos de fundo da laje

Tipo elemento	Ponto	X	Y	F_3 (kN)	U_3 (mm)	qsolo (kPa)
1	1365	12,2	0,5	91,32	-3,46	332,09
2	1366	12,2	1,1	95,91	-3,33	319,70
3	1309	10,2	0,5	90,70	-3,12	299,82
4	1310	10,2	1,1	89,02	-2,81	269,75
5	1295	9,6	0,5	96,74	-3,05	293,15
6	1296	9,6	1,1	93,50	-2,71	259,71
7	1379	12,7	0,5	47,05	-3,56	342,20
8	1380	12,7	1,1	50,21	-3,49	334,71
9	331	12,2	0,0	42,63	-3,55	341,06
10	346	12,7	0,0	21,788	-3,63	348,61

(fonte: elaborada pela autora)

As reações nas estacas dos túneis (F_3) estão apresentadas na tabela 33 juntamente com os deslocamentos (U_3) obtidos em cada uma delas. Para esta solução a estaca mais carregada foi a de número 50, porém a estaca com o maior deslocamento e o menor fator de segurança foi a de número 48, obtendo-se um fator de segurança mínimo para as fundações profundas igual a 2,75. Sendo assim, é possível afirmar que esta solução atende aos coeficientes de segurança previstos em norma e também pode ser adotada.

Tabela 33 – Máximas reações (U_3) e deslocamentos (F_3) nas estacas dos túneis obtidas com a aplicação das combinações de carga

Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)	Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)	Estaca	F_3 (kN)	U_3 (mm)
1	287,59	-1,1	15	467,50	-2,00	45	1.025,81	-4,12
2	287,14	-1,1	16	481,99	-2,06	46	1.045,80	-4,20
3	408,77	-1,6	17	473,98	-2,08	47	1.064,79	-4,17
4	409,26	-1,6	18	487,42	-2,13	48	1.084,48	-4,25
5	471,38	-1,86	19	540,02	-2,23	49	1.068,82	-4,12
6	474,07	-1,87	20	550,97	-2,28	50	1.087,68	-4,19
7	485,71	-1,97	21	566,66	-2,40	51	1.038,93	-3,94
8	491,21	-1,99	22	574,53	-2,43	52	1.057,61	-4,02
9	479,70	-1,99	39	824,31	-3,53	53	997,60	-3,63
10	488,09	-2,03	40	832,80	-3,57	54	1.019,36	-3,71
11	484,60	-1,98	41	881,28	-3,67	55	897,41	-3,17
12	495,89	-2,03	42	894,97	-3,72	56	921,15	-3,26
13	472,32	-1,98	43	943,52	-3,95	57	714,91	-2,45
14	485,77	-2,03	44	962,28	-4,03	58	736,69	-2,53

(fonte: elaborada pela autora)

Entretanto, tendo em vista que a opção de adotar dois tipos de fundações em uma mesma estrutura possivelmente implica na ocorrência de recalques diferenciais entre as mesmas, é necessário um maior estudo do comportamento individual de cada elemento e do conjunto como um todo. Sendo assim, caso seja adotada esta segunda solução de projeto, deve ser

estudada a possibilidade de previsão de juntas de construção nas ligações da caixa com os túneis, de maneira que os deslocamentos de cada elemento não prejudiquem as estruturas vizinhas.

Já a primeira solução de projeto proposta neste trabalho, por adotar o mesmo tipo de fundação ao longo de toda a base da estrutura, torna-se mais simples de ser analisada. Além disso, não envolve o contratempo de realizar uma maior escavação durante a obra e facilita a execução contínua das estacas.

Com base nestes aspectos, para este trabalho foi escolhida a solução de número 1. É importante ressaltar que o restante da superfície circular do silo também estará submetido a elevados carregamentos devido aos materiais granulares depositados. Como a parte estacada corresponde apenas à região central da estrutura, determina-se que o solo mole, presente nos três primeiros metros do maciço seja substituído, em toda a superfície do silo, por um material mais resistente, ou que seja adotada alguma solução de melhoramento do mesmo, de maneira a evitar o adensamento destas camadas iniciais e assim não comprometer o funcionamento da máquina, que necessita de uma superfície regular para tanto.

7.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com a solução para o projeto definida, e a segurança global da estrutura garantida, pode-se prosseguir a análise dos resultados nos elementos da estrutura principal. Foi realizada, portanto, uma análise das solicitações internas dos elementos formadores da superestrutura do silo, com as quais foi feito o dimensionamento da armadura das lajes e paredes.

Na tabela 34 estão informados os valores das solicitações de momentos fletores máximos positivos e negativos encontrados para cada elemento da superestrutura. Estes valores foram equivalentes para todas as oito combinações de carga testadas, estando apresentados uma única vez. Os momentos foram obtidos de acordo com os eixos locais de cada elemento de área do programa, sendo o M_{11} o momento em relação ao eixo local 2, e o M_{22} o momento em relação ao eixo local 1, conforme a convenção apresentada na figura 22 deste trabalho.

Nas figuras 32 a 45, estão apresentados os diagramas de distribuição destes momentos, onde é possível analisar de maneira mais clara a resposta interna da estrutura à combinação de ações impostas.

Tabela 34 – Solicitações M_{11} e M_{22} nos elementos das estruturas do silo para uma das combinações de carga

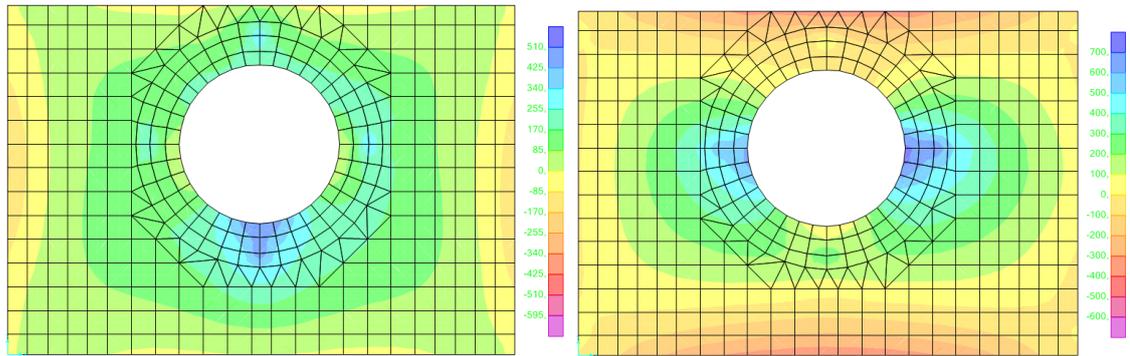
Estrutura	Elemento	Momentos máx. positivos		Momentos máx. negativos	
		M_{11} (kN.m/m)	M_{22} (kN.m/m)	M_{11} (kN.m/m)	M_{22} (kN.m/m)
Caixa	Laje superior	488,7	719,1	-184,0	-374,8
	Laje inferior	229,2	311,6	-458,4	-559,2
	Parede frontal	71,1	239,6	-163,6	-367,1
	Parede de fundo	198,6	358,9	-67,4	-237,5
	Parede túnel escape	297,1	185,4	-643,8	-673,4
	Parede túnel transport.	197,7	470,5	-168,9	-184,3
Túnel de escape	Parede frontal	21,2	74,6	-91,7	-95,0
	Parede de fundo	72,9	85,6	-92,2	-88,3
	Laje superior	78,3	99,8	-68,1	-368,4
	Laje inferior	92,7	184,6	-86,8	-120,3
Túnel transportador	Parede frontal	54,1	55,9	-24,0	-79,9
	Parede de fundo	46,5	98,9	-18,5	-55,8
	Laje superior	87,9	276,8	-94,5	-37,0
	Laje inferior	136,0	248,8	-65,0	-353,5

(fonte: elaborada pela autora)

Com base nos diagramas apresentados nas figuras 32 a 45, pode-se constatar que os elementos mais solicitados da estrutura correspondem àqueles localizados na caixa, pois nesta região, além dos carregamentos comuns a todas as estruturas, há ainda o carregamento devido à máquina homogeneizadora, apoiada sobre a mesma. Nestes pontos de apoio, localizados ao redor do furo, é possível observar uma grande concentração de momentos (figura 32). Da mesma forma, nas paredes laterais da caixa, que as conectam aos dois túneis, é possível observar que as maiores solicitações encontram-se, justamente nas extremidades das aberturas (figuras 36 e 37).

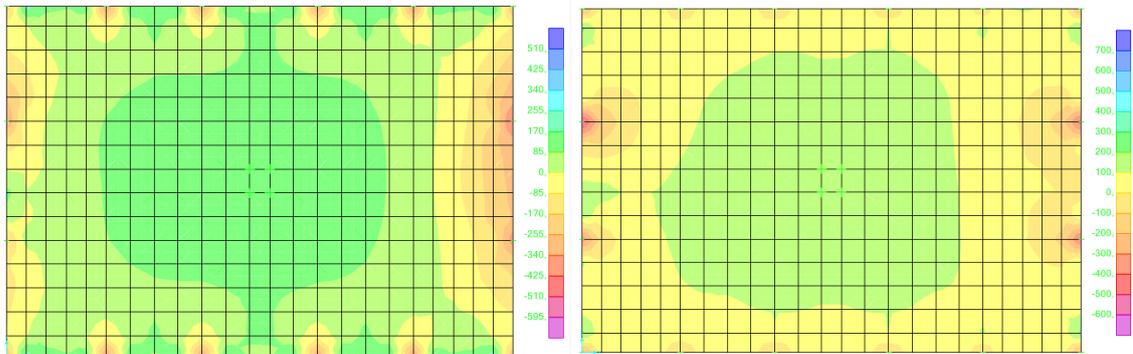
Devido à homogeneidade dos carregamentos atuantes sobre as lajes e paredes dos dois túneis, aliado ao fato de estas estruturas possuírem uma geometria relativamente simples, comparando-a com a da caixa, a distribuição dos momentos fletores nestes elementos não sofreu grandes variações. Ainda assim, é possível notar que nos pontos de apoio das lajes de fundo, há uma redistribuição das solicitações devido à presença das estacas (figuras 41 e 45).

Figura 32 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na laje superior da caixa



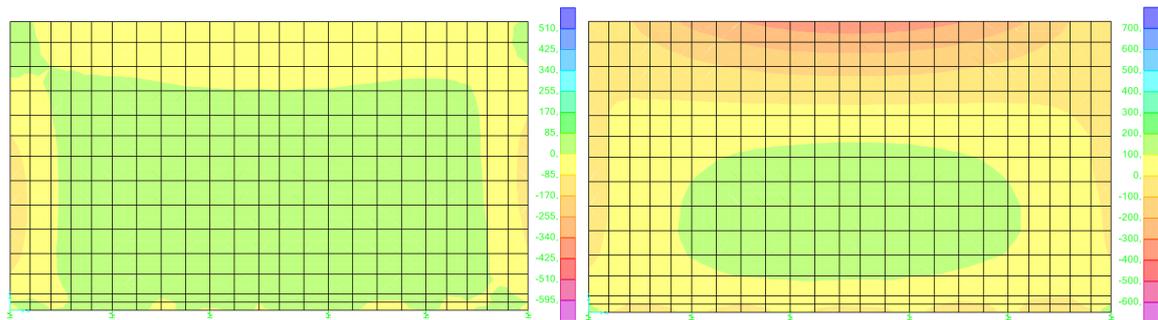
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 33 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na laje inferior da caixa



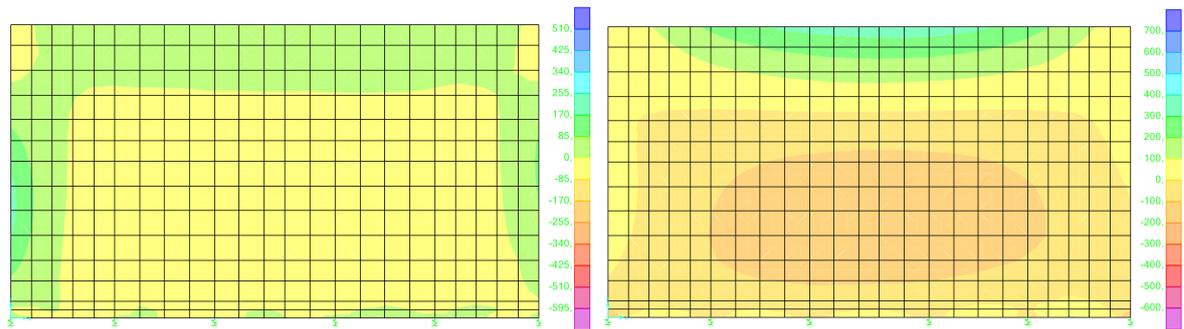
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 34 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede frontal da caixa



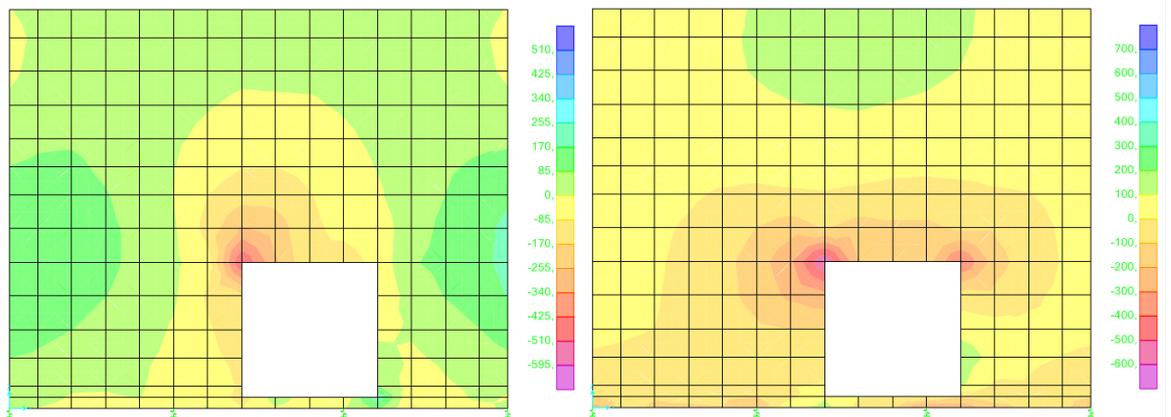
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 35 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede de fundo da caixa



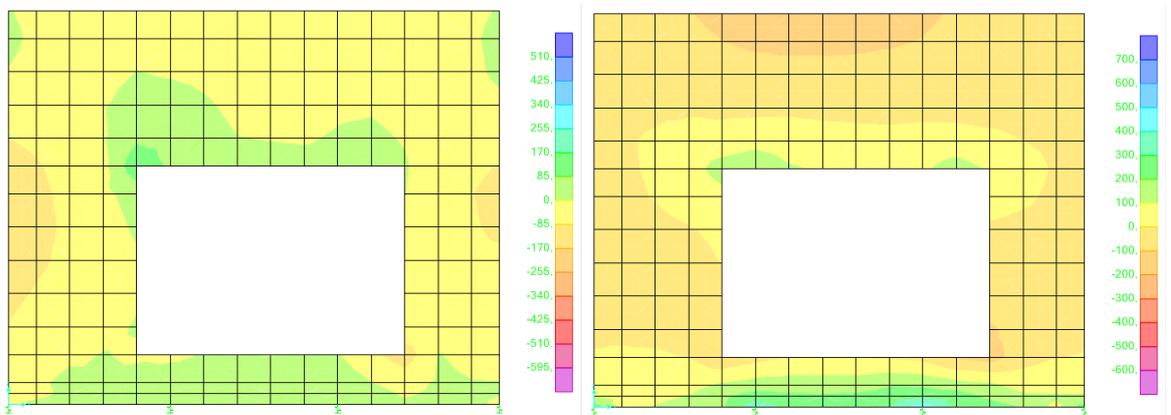
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 36 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede lateral esquerda da caixa com conexão com o túnel de escape



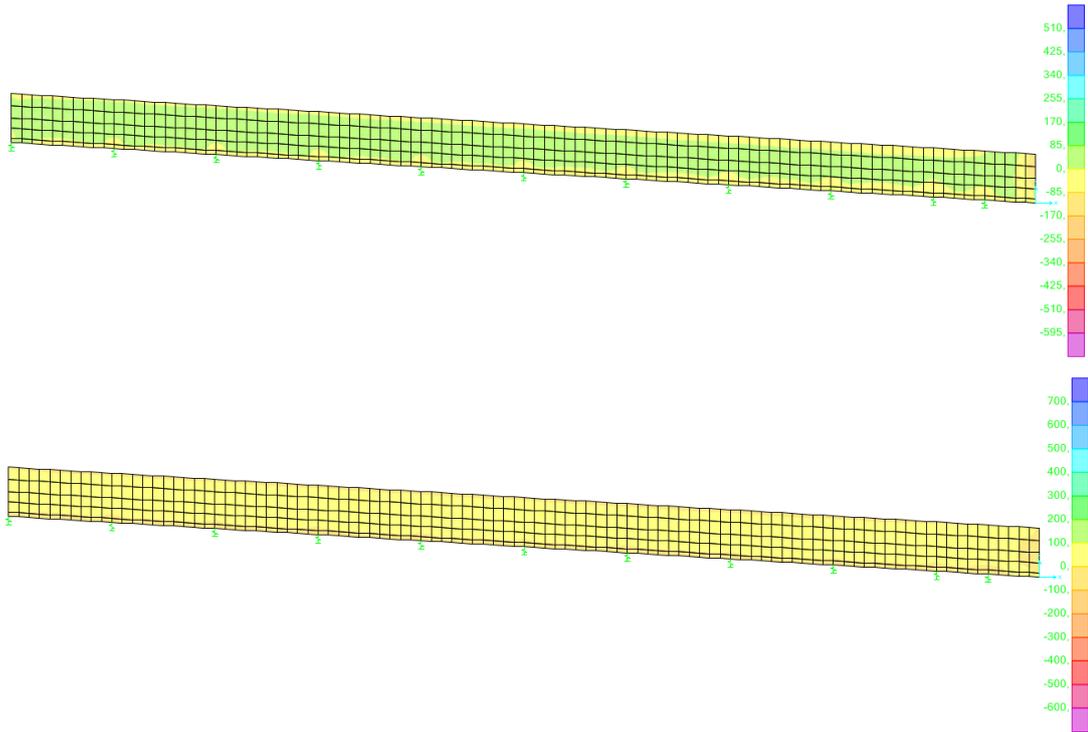
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 37 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} da esquerda para a direita, respectivamente, na parede lateral direita da caixa com conexão com o túnel transportador



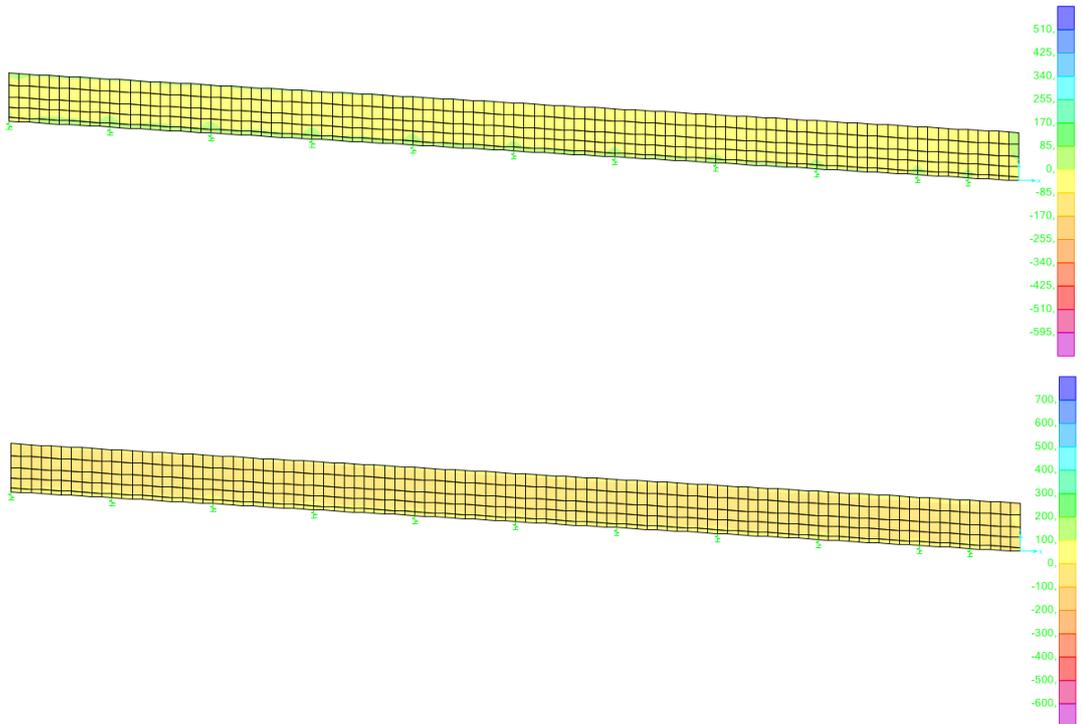
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 38 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede frontal do túnel de escape



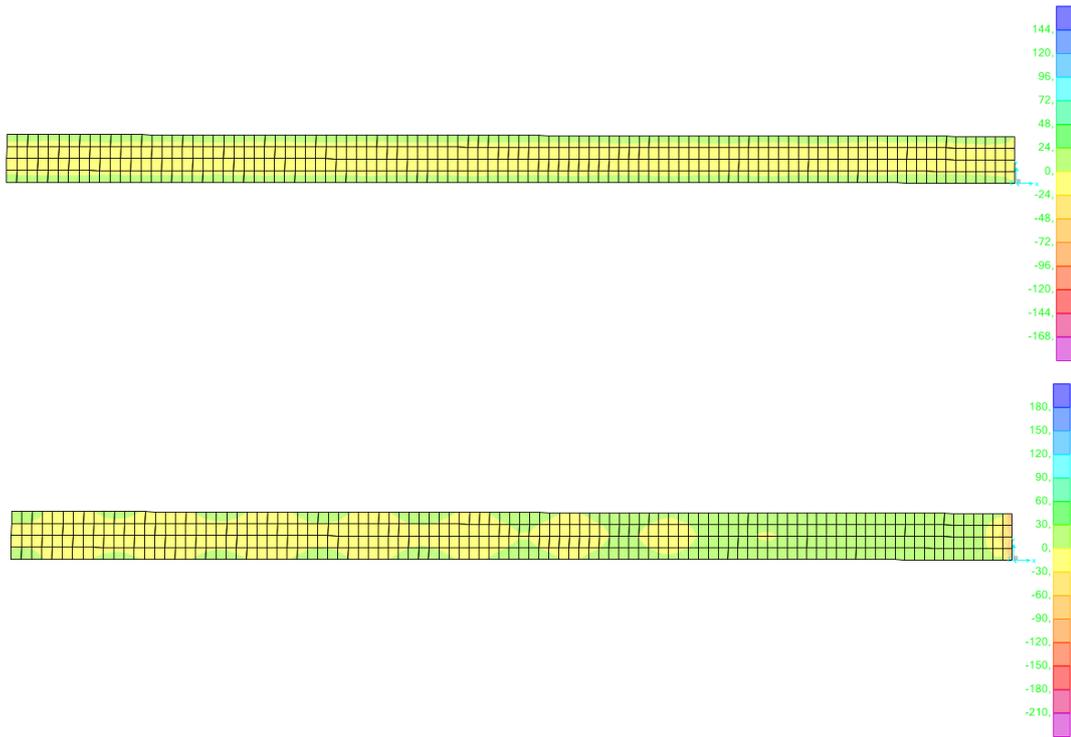
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 39 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede de fundo do túnel de escape



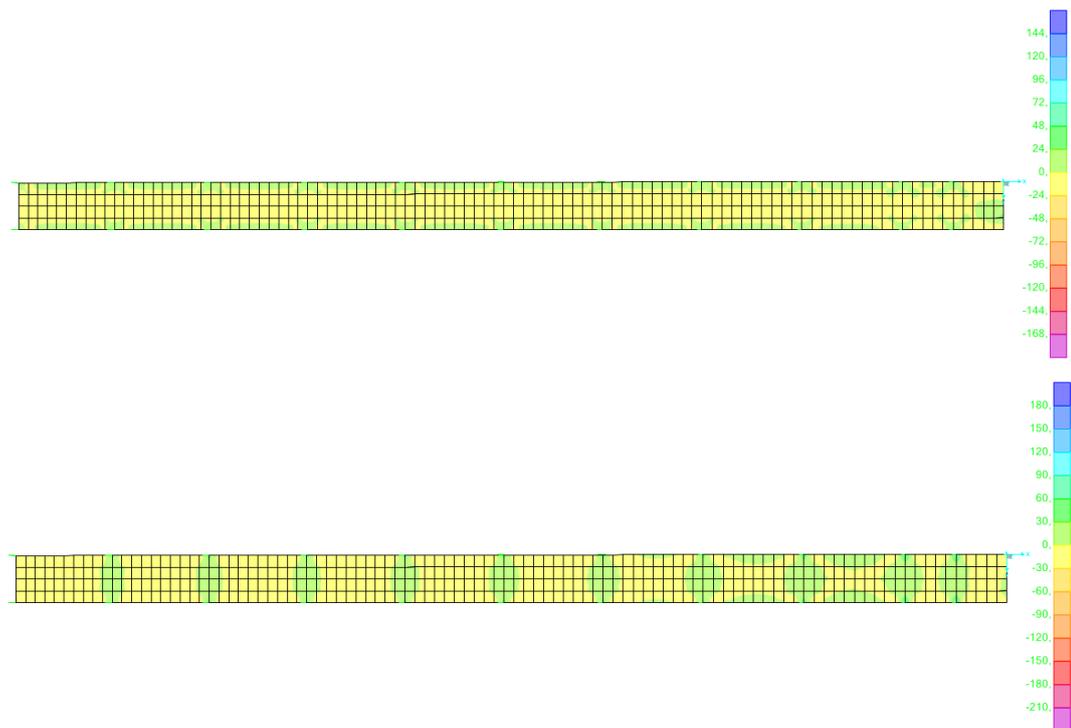
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 40 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje superior do túnel de escape



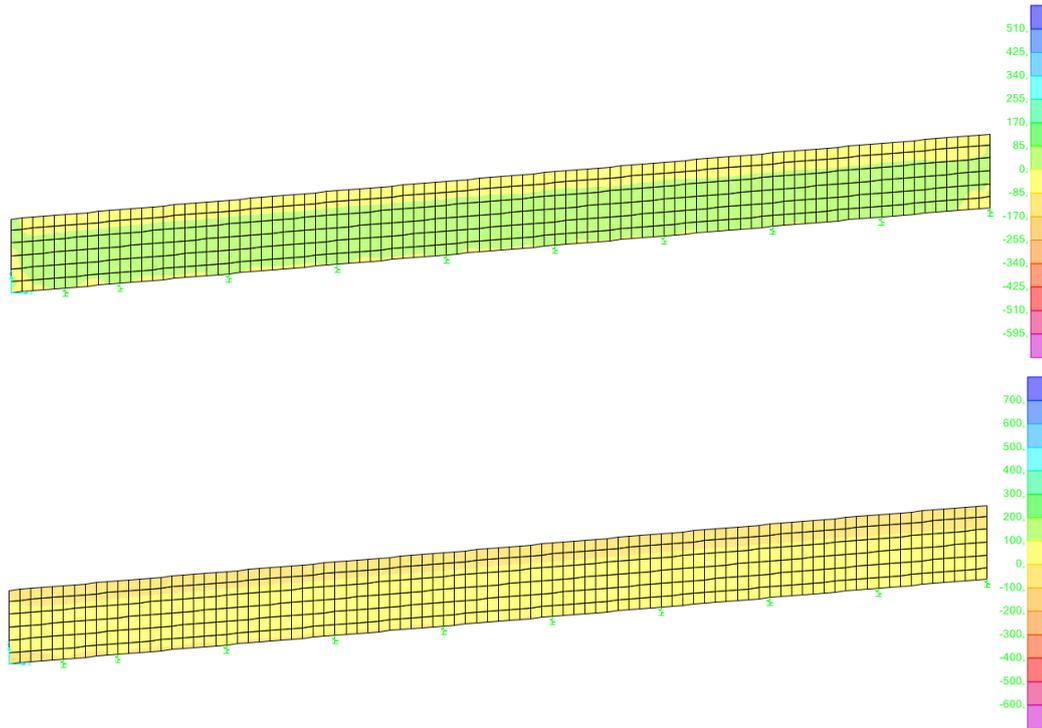
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 41 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje inferior do túnel de escape



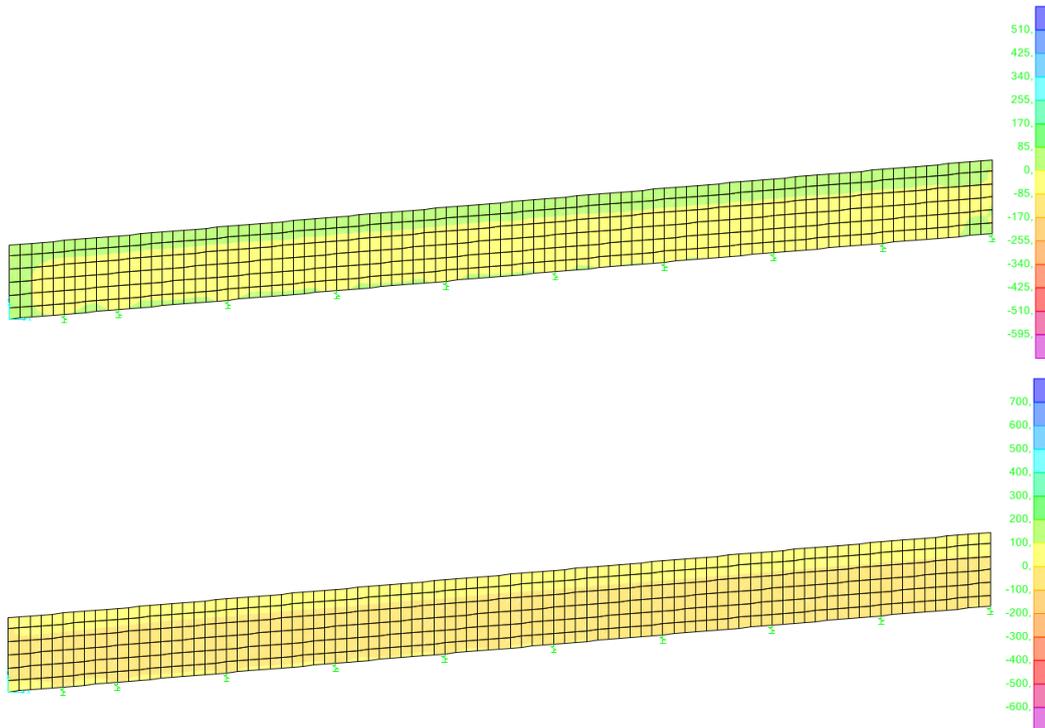
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 42 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede frontal do túnel transportador



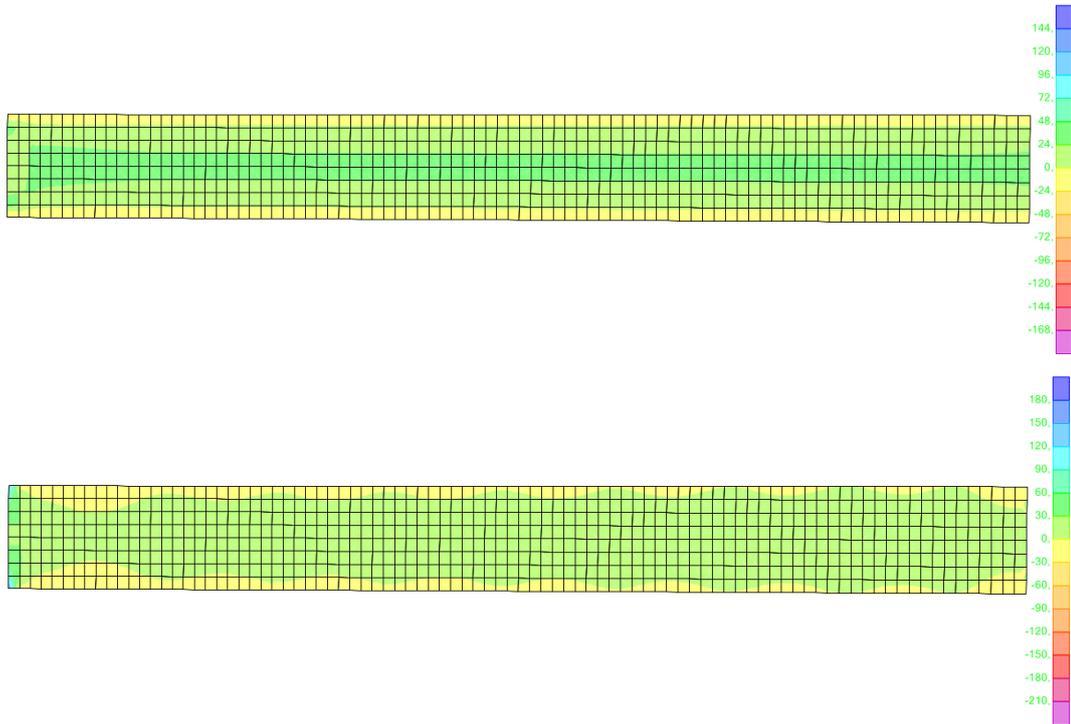
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 43 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na parede de fundo do túnel transportador



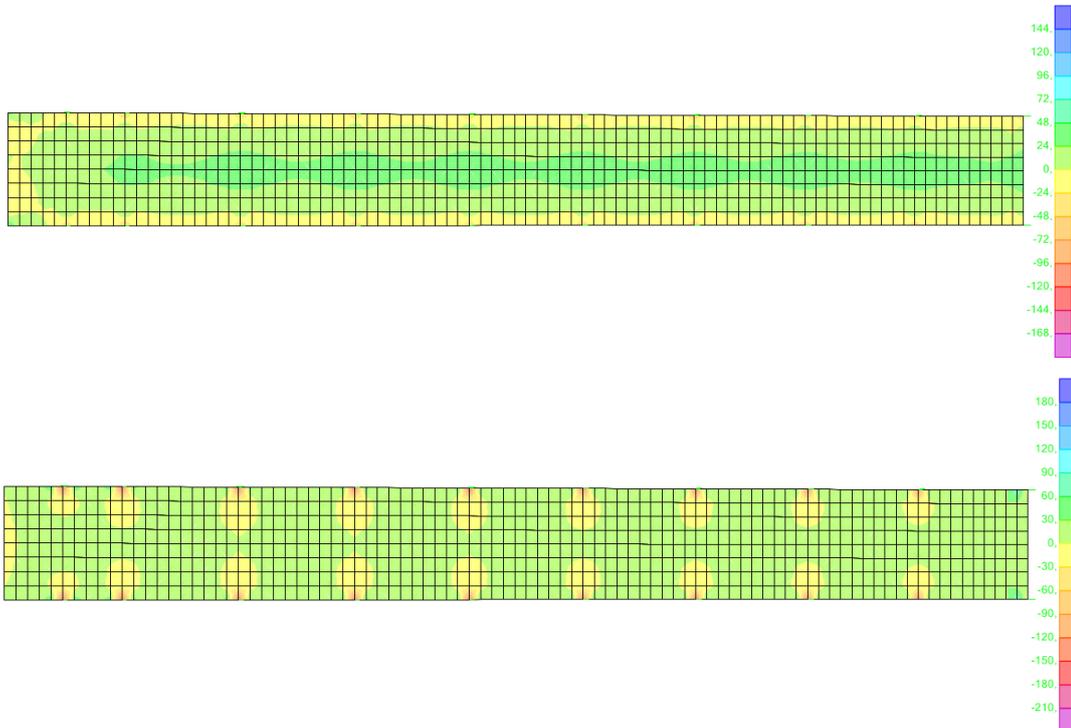
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 44 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje superior do túnel transportador



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 45 – Distribuição dos momentos M_{11} e M_{22} de cima para baixo, respectivamente, na laje de fundo do túnel transportador



(fonte: elaborada pela autora)

8. DETALHAMENTO

Após o término do cálculo global do silo, foi realizado o detalhamento dos seus elementos estruturais através do *software* AutoCAD, versão 2010 (Apêndice A). A forma como foi realizado o dimensionamento destes elementos está descrita nos próximos itens, estando este capítulo dividido entre a infraestrutura e a superestrutura.

8.1 INFRAESTRUTURA

Para o dimensionamento da armadura das fundações profundas, utilizou-se como base a estaca mais carregada, que, conforme analisado previamente foi a de número 31, considerando apenas um carregamento axial atuando sobre ela. Segundo Alonso (1989, p. 1), “Se a estaca estiver submetida apenas a cargas de compressão que lhe imponham tensões médias inferiores a 5 MPa, não haverá necessidade de armá-la, a não ser que o processo executivo exija alguma armadura.”. Assim, foi verificado inicialmente, dividindo-se a carga de compressão no topo (F_3), igual a 128,673 ton pela área de ponta da estaca (A_p), igual a $0,503 \text{ m}^2$, que a tensão média atuante sobre a estaca mais solicitada era de 2,56 MPa e, portanto, inferior a 5 MPa. Dessa maneira, não houve a necessidade de adotar uma armadura de compressão.

Entretanto, a armadura mínima a ser utilizada é igual a 0,5% da área da seção transversal da estaca, sendo, portanto, igual a $25,13 \text{ cm}^2$, ou seja, será utilizada uma armadura longitudinal de 8 barras com diâmetro de 20 mm. A armadura mínima de cortante é dada por 0,15% da área da seção transversal da estaca, sendo, portanto, igual a $7,54 \text{ cm}^2$, ou seja, serão utilizados estribos de diâmetro igual a 6,3 mm espaçados a cada 8 cm, com 2 cm de cobrimento (ALONSO, 1989).

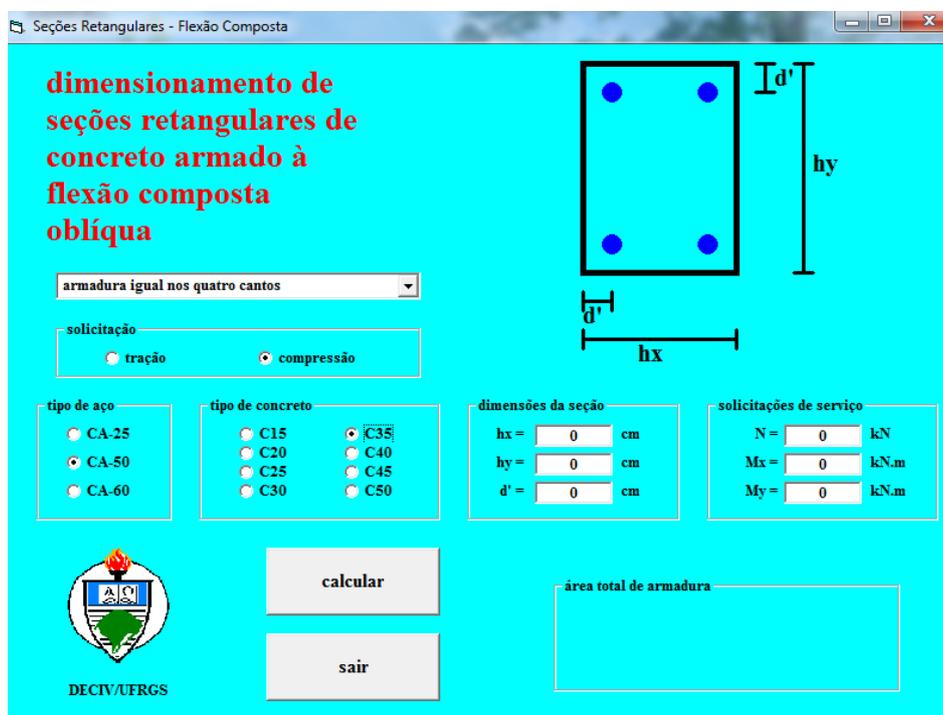
8.2 SUPERESTRUTURA

Para a análise e o dimensionamento das lajes maciças e paredes da estrutura, foram utilizados os valores máximos dos momentos fletores positivos e negativos atuantes em cada direção, obtidos através do programa SAP2000. O cálculo da armadura necessária em cada elemento

da estrutura foi realizado segundo o Estado Limite Último (ELU), conforme recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 59. Além disso, adotou-se um cobrimento de 2 cm e um concreto com resistência característica igual a 35 MPa para todos os elementos.

As armaduras das 6 lajes e 8 paredes do silo foram determinadas através do cálculo da flexão simples, garantindo condições apropriadas de ductilidade nas seções sobre os apoios. Além disso, as 8 paredes que sustentam as lajes superiores da caixa e dos túneis foram também verificadas através do cálculo da flexo-compressão, já que estes elementos apresentam como reações principais os esforços de compressão nas suas extremidades, além de valores consideráveis de momento fletor. Esta verificação foi realizada com o auxílio do programa de dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta oblíqua²² (figura 46), sendo que o valor correspondente ao M_y foi desconsiderado e adotado como nulo. Nos próximos itens estão apresentados os resultados obtidos para o detalhamento da armadura de cada estrutura.

Figura 46 – Interface do programa de flexão composta oblíqua



(fonte: CAMPOS FILHO, 2012)

²² Programa desenvolvido pelo Prof. Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>

8.2.1 Túnel transportador

A armadura das lajes e paredes que compõem o túnel transportador foi dimensionada para as duas direções principais de cada elemento. A tabela 35 apresenta a armadura longitudinal dimensionada à flexão simples. As tabelas 36 e 37 apresentam respectivamente a armadura transversal necessária quanto à flexão simples e à flexo-compressão nas paredes da estrutura. E, por fim, na tabela 38 estão indicadas as armaduras transversais utilizadas no detalhamento do túnel transportador.

Tabela 35 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos do túnel transportador à flexão simples

LAJES E PAREDES DO TÚNEL TRANSPORTADOR – FLEXÃO SIMPLES (DIREÇÃO EIXO 1)						
Elemento	M₁₁ (kN.m)	M₁₁' (kN.m)	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)	Barras	A_s utilizada (cm ² /m)
Laje superior	87,9	-94,5	4,96	12,08*	φ10 c/16 φ16 c/16	As = 5,00 As' = 12,64
Laje inferior	136	-65,0	8,05*	12,08*	φ12,5 c/15 φ16 c/15	As = 8,33 As' = 13,4
Parede frontal	54,1	-24,0	5,37*	8,05*	φ12,5 c/15	8,33
Parede de fundo	46,5	-18,5	5,37*	8,05*	φ12,5 c/15	8,33

* indica a utilização de armadura mínima

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 36 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel transportador à flexão simples

LAJES E PAREDES DO TÚNEL TRANSPORTADOR – FLEXÃO SIMPLES (DIREÇÃO EIXO 2)				
Elemento	M₂₂ (kN.m)	M₂₂' (kN.m)	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)
Laje superior	276,8	-37,0	16,04	12,08*
Laje inferior	248,8	-353,5	14,38	20,74
Parede frontal	55,9	-79,9	5,37*	8,05*
Parede de fundo	98,9	-55,8	8,73	8,05*

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 37 – Dimensionamento da armadura transversal das paredes do túnel transportador à flexo-compressão

PAREDES DO TÚNEL TRANSPORTADOR – FLEXO-COMPRESSÃO (DIREÇÃO EIXO 2)			
Elemento	M₂₂ (kN.m/m)	F₂₂ (kN/m)	A_S (cm²/m)
Parede frontal	-353,5	-2103,31	14,57
Parede de fundo	-353,5	-2123,19	14,78

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 38 – Armadura transversal necessária para os elementos do túnel transportador

LAJES E PAREDES DO TÚNEL TRANSPORTADOR – DIREÇÃO EIXO 2		
Elemento	Barras	A_S utilizada (cm²/m)
Laje superior	φ16 c/12	A _S = 16,89
Laje inferior	φ16 c/14	A _S = 14,47
	φ20 c/14	A _S ' = 22,62
Parede frontal	φ16 c/13	15,54
Parede de fundo	φ16 c/13	15,54

(fonte: elaborada pela autora)

8.2.2 Túnel de escape

O dimensionamento do túnel de escape foi feito de maneira análoga ao túnel transportador. A tabela 39 apresenta a armadura longitudinal dimensionada à flexão simples. As tabelas 40 e 41 apresentam, respectivamente, a armadura transversal necessária quanto à flexão simples e à flexo-compressão nas paredes da estrutura. E, por último, na tabela 42 estão indicadas as armaduras transversais utilizadas no detalhamento do túnel de escape.

Tabela 39 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos do túnel de escape à flexão simples

LAJES E PAREDES DO TÚNEL DE ESCAPE – FLEXÃO SIMPLES (DIREÇÃO EIXO 1)						
Elemento	M₁₁ (kN.m/m)	M₁₁' (kN.m/m)	A_S (cm²/m)	A_S' (cm²/m)	Barras	A_S utilizada (cm²/m)
Laje superior	78,3	-68,1	6,85	8,05*	φ12,5 c/15	8,33
Laje inferior	92,7	-86,8	8,17	8,05*	φ12,5 c/15	8,33
Parede frontal	21,2	-91,7	5,37*	8,16	φ12,5 c/15	8,33
Parede de fundo	72,9	-92,2	6,37	8,12	φ12,5 c/15	8,33

* indica a utilização de armadura mínima

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 40 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos do túnel de escape à flexão simples

LAJES E PAREDES DO TÚNEL DE ESCAPE – FLEXÃO SIMPLES (DIREÇÃO EIXO 2)				
Elemento	M₂₂ (kN.m/m)	M₂₂' (kN.m/m)	A_S (cm²/m)	A_S' (cm²/m)
Laje superior	99,8	-368,4	8,81	35,86
Laje inferior	184,6	-120,3	16,75	10,73
Parede frontal	74,6	-95,0	6,52	8,42
Parede de fundo	85,6	-88,3	7,50	8,05*

* indica a utilização de armadura mínima

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 41 – Dimensionamento da armadura transversal das paredes do túnel de escape à flexo-compressão

PAREDES DO TÚNEL DE ESCAPE – FLEXO-COMPRESSÃO (DIREÇÃO EIXO 2)			
Elemento	M₂₂ (kN.m/m)	F₂₂ (kN/m)	A_S (cm²/m)
Parede frontal	-368,4	-1756,09	23,03
Parede de fundo	-368,4	-1776,22	22,72

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 42 – Armadura transversal necessária para os elementos do túnel de escape

LAJES E PAREDES DO TÚNEL DE ESCAPE – DIREÇÃO EIXO 2		
Elemento	Barras	A_S utilizada (cm²/m)
Laje superior	φ12,5 c/13	A _S = 9,62
	φ25 c/13	A _S ' = 37,96
Laje inferior	φ16 c/12	16,89
Parede frontal	φ20 c/13	24,28
Parede de fundo	φ20 c/13	24,28

(fonte: elaborada pela autora)

8.2.3 Caixa

Para o cálculo das armaduras da caixa seguiu-se, inicialmente, o mesmo procedimento adotado para os túneis. As tabelas 43 e 44 apresentam, respectivamente, as áreas de armadura longitudinal e transversal dimensionadas à flexão simples. Para as paredes da estrutura em questão, as áreas de armadura transversal dimensionadas à flexo-compressão, foram inferiores às dimensionadas à flexão simples e, por essa razão, não foram apresentadas no trabalho.

Tabela 43 – Dimensionamento da armadura longitudinal dos elementos da caixa à flexão simples

LAJES E PAREDES DA CAIXA – DIREÇÃO EIXO 1						
Elemento	M_{11} (kN.m/m)	M_{11}' (kN.m/m)	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)	Barras	A_s utilizada (cm ² /m)
Laje superior	373,65	-184,0	18,45*	27,67*	φ25 c/17	28,98
Laje inferior	229,2	-458,4	10,73*	19,68	φ20 c/15	20,94
Parede frontal	71,1	-163,6	9,39*	14,09*	φ16 c/14	14,47
Parede de fundo	198,6	-67,4	9,63	14,09*	φ16 c/14	14,47
Parede escape	297,1	-643,8	14,56	32,70	φ25 c/15	32,72
Parede transp.	197,7	-168,9	9,59	14,09*	φ20 c/20	15,71

* indica a utilização de armadura mínima

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 44 – Dimensionamento da armadura transversal dos elementos da caixa à flexão simples

LAJES E PAREDES DA CAIXA – DIREÇÃO EIXO 2						
Elemento	M_{22} (kN.m/m)	M_{22}' (kN.m/m)	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)	Barras	A_s utilizada (cm ² /m)
Laje superior	489,12	-374,8	18,45*	27,67*	φ25 c/17	28,98
Laje inferior	311,6	-559,2	13,23	24,24	φ25 c/20	24,54
Parede frontal	239,6	-367,1	11,66	18,15	φ20 c/17	18,55
Parede de fundo	358,9	-237,5	17,67	14,09*	φ20 c/20	15,71
Parede escape	185,4	-673,4	8,98	34,29	φ25 c/14	35,34
Parede transp.	470,5	-184,3	23,45	14,09*	φ25 c/20	24,54

* indica a utilização de armadura mínima

(fonte: elaborada pela autora)

Para facilitar o processo de montagem das armaduras transversais e longitudinais da caixa, foram adotados os mesmos diâmetros e espaçamentos para as armaduras positivas e negativas em todos os elementos. Na região vazada da laje superior da caixa, devido a própria presença do furo e dos quatro pontos de apoio da máquina ao redor do mesmo, a concentração dos momentos fletores é superior ao restante da laje. Assim, os momentos utilizados para o cálculo da armadura da laje superior foram os máximos momentos encontrados na região correspondente até 1,0 m de distância deste furo. Para a determinação da armadura necessária nesta zona, adotou-se um artifício de cálculo simulando os quatro lados adjacentes ao furo como vigas de 1,0 m de largura, também verificadas à flexão simples, obtendo-se como armadura 9 barras com diâmetro de 20 mm.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de diplomação teve como objetivo aprimorar os conhecimentos adquiridos na área de estruturas e geotecnia ao longo da graduação. Através da análise estrutural de um silo de homogeneização em concreto armado, juntamente com suas fundações, procurou-se utilizar recomendações práticas para a avaliação da interação solo-estrutura, de maneira a proporcionar uma análise mais realista tanto na concepção das fundações, quanto na avaliação dos esforços da superestrutura.

Em geral, observa-se que o ideal do ponto de vista teórico seria uma interação maior entre os profissionais da área de estruturas e de fundações, com os últimos projetando as fundações ou orientando os primeiros sobre como considerar os recalques em seus projetos. Infelizmente, na grande maioria das estruturas projetadas, observa-se que não existe a interação entre estes especialistas, cabendo essa parceria apenas àqueles casos julgados excepcionais ou relevantes como estruturas de grande porte. Dessa maneira, muitas estruturas dimensionadas, mesmo que de pequeno e de médio porte, podem ter a sua durabilidade comprometida pela falta da avaliação deste fator.

O trabalho apresentou uma maneira simplificada para a consideração da interação solo-estrutura. A aplicação do método foi feita mediante a utilização de um programa computacional para o cálculo global da estrutura por elementos finitos, que possibilitou a introdução de apoios elásticos para o cálculo dos esforços. O programa SAP2000 se apresentou como uma ferramenta bastante eficaz na busca das respostas procuradas, conduzindo a uma análise um pouco mais realista.

Ainda assim o cálculo realizado pode ser considerado aproximado, uma vez que os modelos para a previsão da capacidade de carga e estimativa dos recalques das fundações possuem natureza empírica, e os métodos práticos utilizados para a obtenção dos dados geotécnicos não reproduzem fielmente a realidade. Apesar disso, na falta de uma melhor investigação geotécnica no local, é comum a utilização destes modelos e correlações para obtenção de dados para o projeto. A partir da descrição e execução das etapas para a concretização do projeto, pode-se constatar que os objetivos iniciais deste trabalho foram alcançados.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983 (reimpressão 1998).
- _____. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgard Blücher, 1989 (reimpressão 1998).
- _____. Estacas pré-moldadas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 373-399.
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 345-348.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.
- _____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- CAMPOS FILHO, A. **Estruturas de concreto II**. Porto Alegre: UFRGS, 2011. Notas de aula da disciplina de Estruturas de concreto II, do curso de Engenharia Civil. Disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>>
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987 (reimpressão 1989). v. 2.
- CAVALCANTE, E. H. **Fundações profundas**: capacidade de carga e recalque. João Pessoa: UFS, 2005. Material didático da disciplina de Fundações do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/72827319/36/Metodo-de-Poulos-Davis-1968>>. Acesso em 15 nov. 2012.
- CONSOLI, N. C. **Fundações**. Porto Alegre: UFRGS, 2011. Material didático da disciplina de Fundações, do curso de Engenharia Civil.
- DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 265-327.
- DICIONÁRIO geotécnico. Apresenta material visual da área de Engenharia geotécnica e fundações. Disponível em: <<http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/index.html#fund>>. Acesso em 15 nov. 2012.

LAZZARI, P. M. **Estudo de projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades/SC**. 2008. 98 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

LORENZI, V. **Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste**. 2012. 88 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MACCAFERRI. **Contenção em muro de gravidade**. Disponível em:
<http://mail.maccaferri.com.br/src.php?tipo=3&src=./imagens/fotos/con_mur_015.jpg>. Acesso em 15 nov. 2012.

MARANGON, M. **Parâmetros dos solos para cálculo de fundações**. Juiz de Fora: UFJF, 2012. Material didático da disciplina de Geotecnia de Fundações do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. Disponível em:
<<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1culo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>>. Acesso em 15 nov. 2012.

RUSSO NETO, L. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada**. 2005. 272 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SAES, J. L. Estacas escavadas com lama bentonítica. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 348-360.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000 (reimpressão 2005).

SOLOTRAT. **Subsolo de centro comercial**. Disponível em:
<<http://www.solotrat.com.br/obras-executadas/cortinas-atirantadas/subsolo-de-centro-comercial>>. Acesso em 15 nov. 2012.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-264.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. de R. **Fundações**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. v. 1.

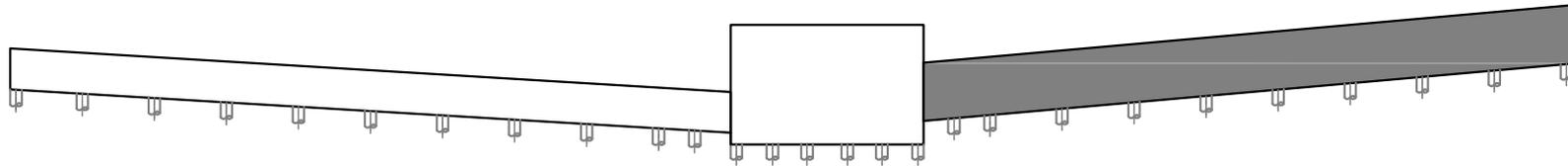
_____. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 211-226.

VELLOSO, D. A.; MARIA P. E, L de S.; LOPES, F. de R. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 163-196.

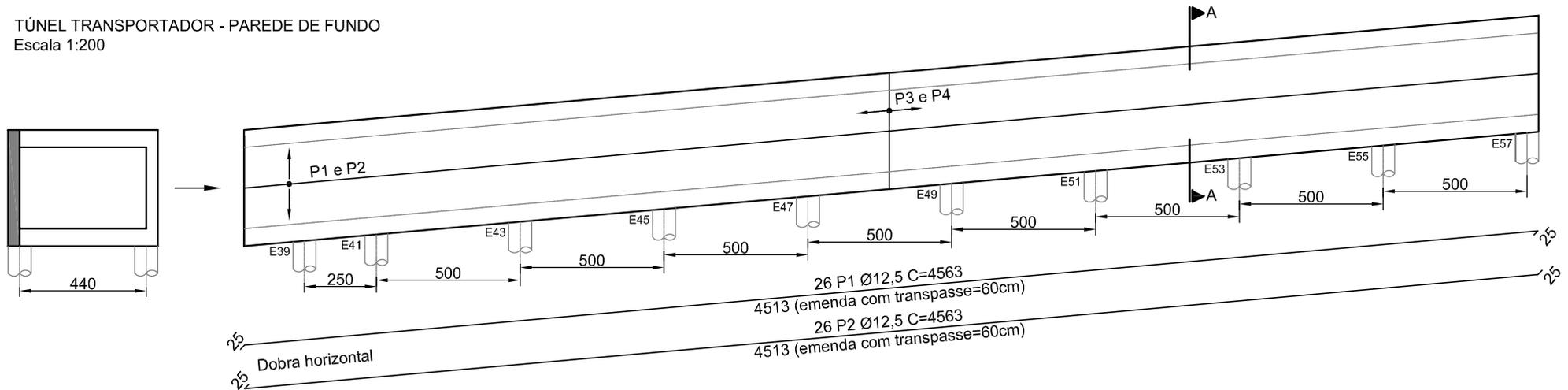
WIKIPÉDIA A enciclopédia livre. **Ponte da Arrábida**. Disponível em:
<http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_da_Arr%C3%A1bida>. Acesso em 15 nov. 2012.

APÊNDICE A – Detalhamento dos elementos estruturais

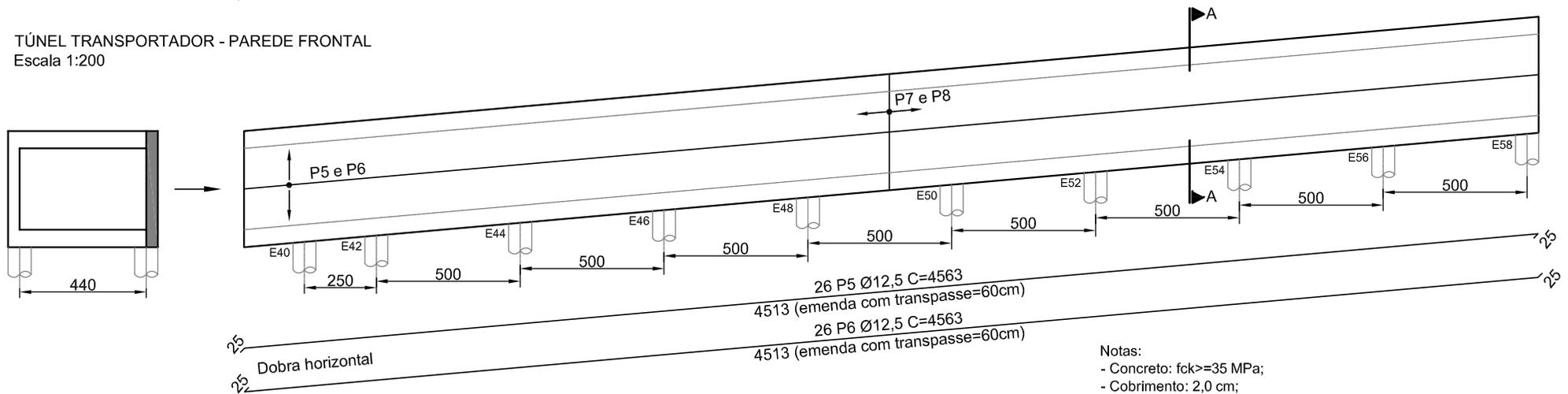
TÚNEL TRANSPORTADOR



TÚNEL TRANSPORTADOR - PAREDE DE FUNDO
Escala 1:200



TÚNEL TRANSPORTADOR - PAREDE FRONTAL
Escala 1:200



- Notas:
- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
 - Cobrimento: 2,0 cm;
 - Medidas indicadas em centímetros;
 - A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

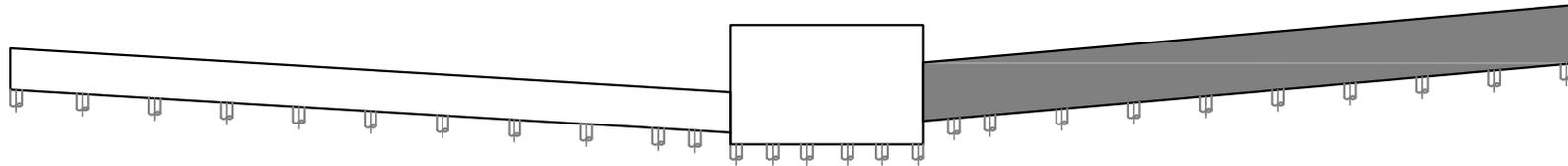
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

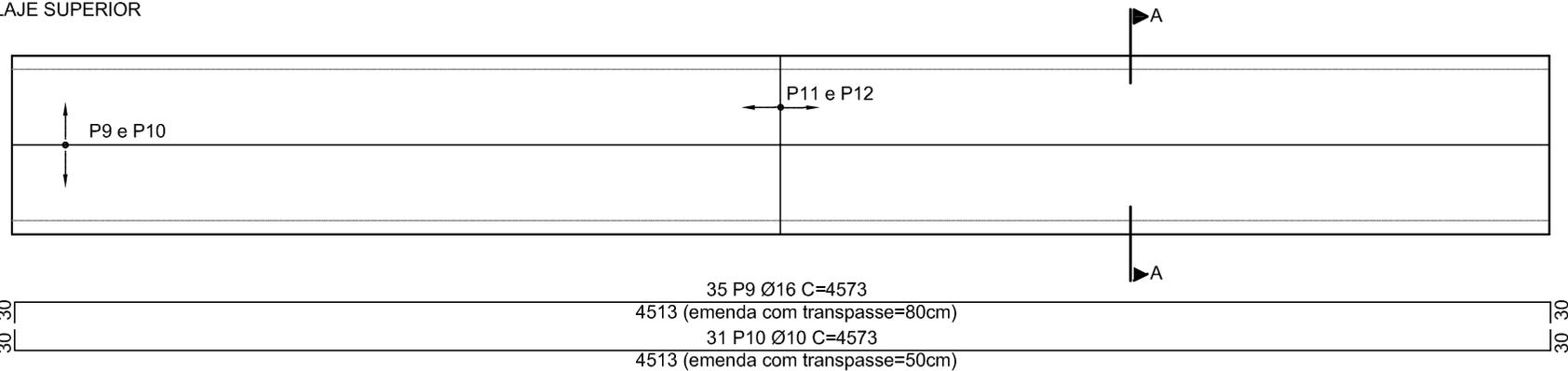
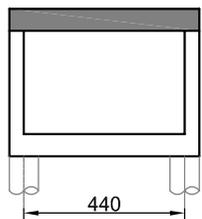
DETALHAMENTO
TÚNEL TRANSPORTADOR - PAREDES

PLANTA: 01

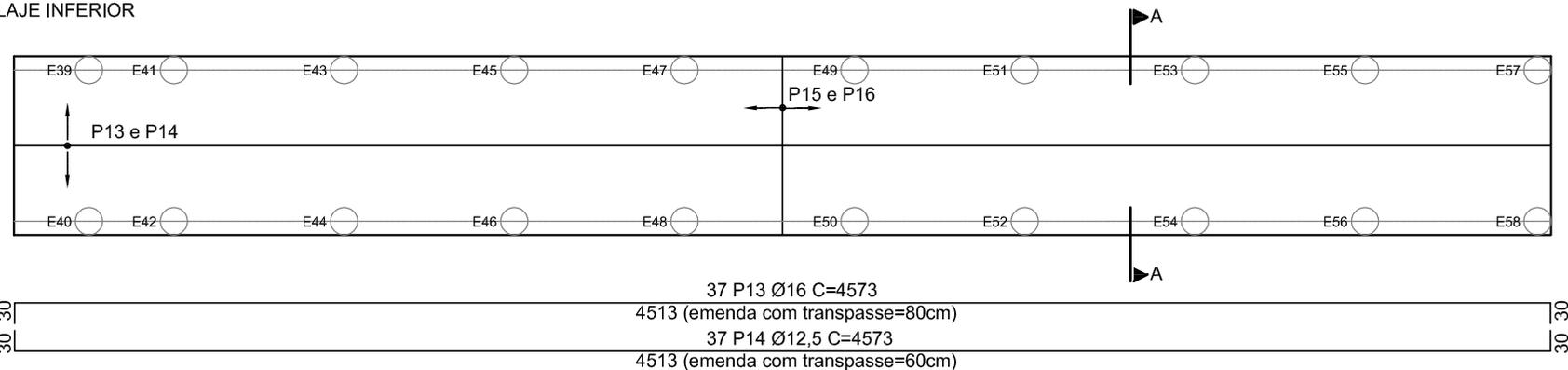
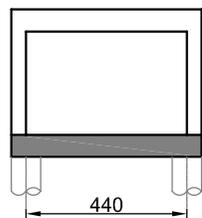
TÚNEL TRANSPORTADOR



TÚNEL TRANSPORTADOR - LAJE SUPERIOR
Escala 1:200



TÚNEL TRANSPORTADOR - LAJE INFERIOR
Escala 1:200



- Notas:
- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
 - Cobrimento: 2,0 cm;
 - Medidas indicadas em centímetros;
 - A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

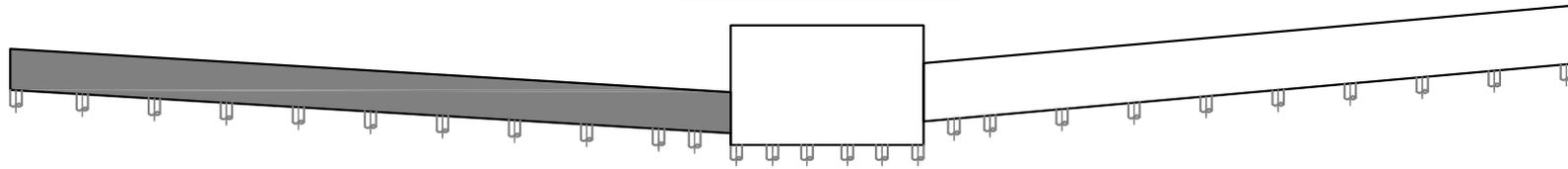
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

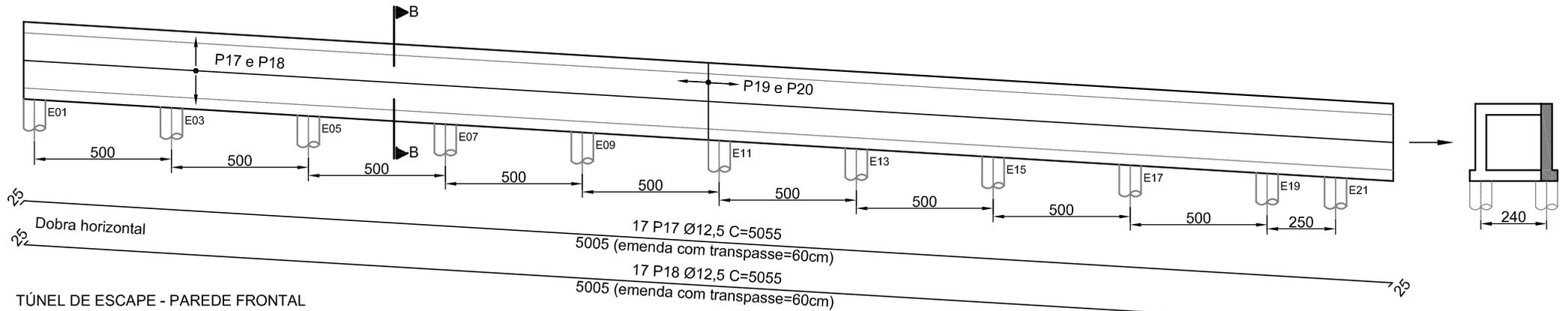
DETALHAMENTO
TÚNEL TRANSPORTADOR - LAJES

PLANTA: 02

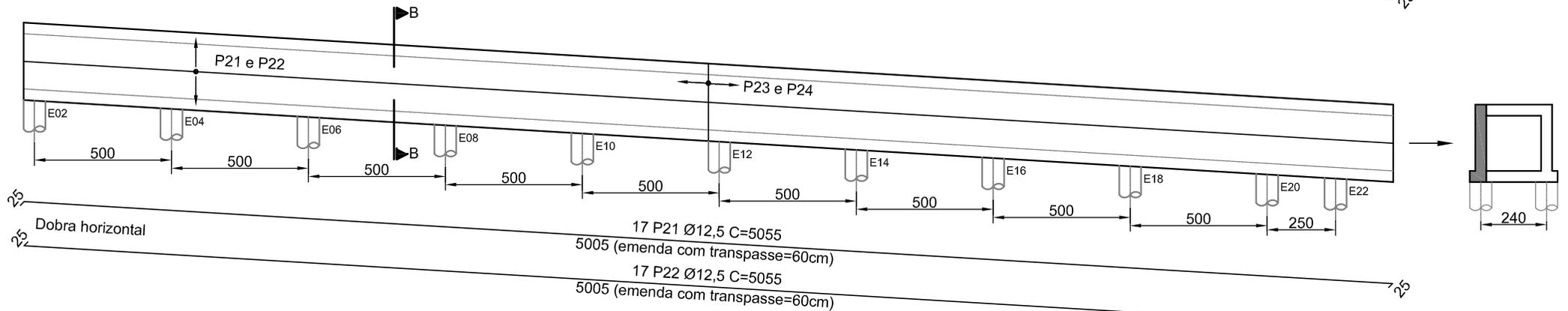
TÚNEL DE ESCAPE



TÚNEL DE ESCAPE - PAREDE DE FUNDO
Escala 1:200



TÚNEL DE ESCAPE - PAREDE FRONTAL
Escala 1:200



- Notas:
- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
 - Cobrimento: 2,0 cm;
 - Medidas indicadas em centímetros;
 - A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

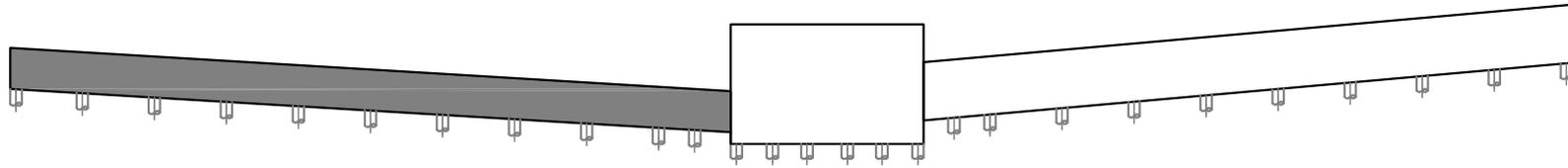
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

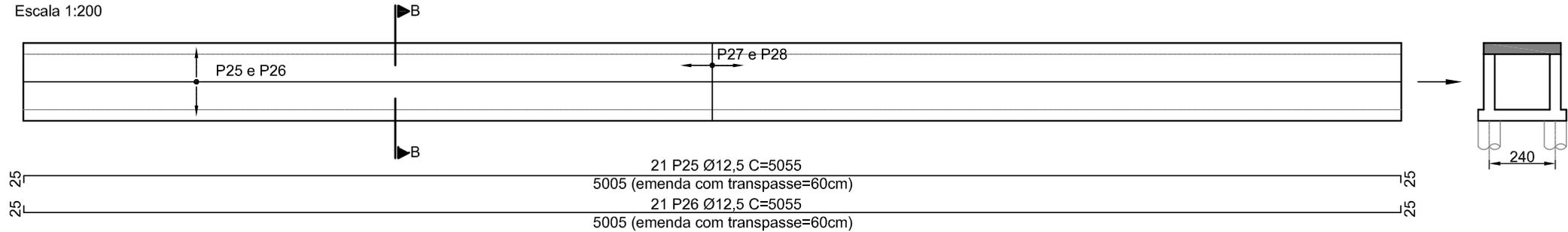
DETALHAMENTO
TÚNEL DE ESCAPE - PAREDES

PLANTA: 04

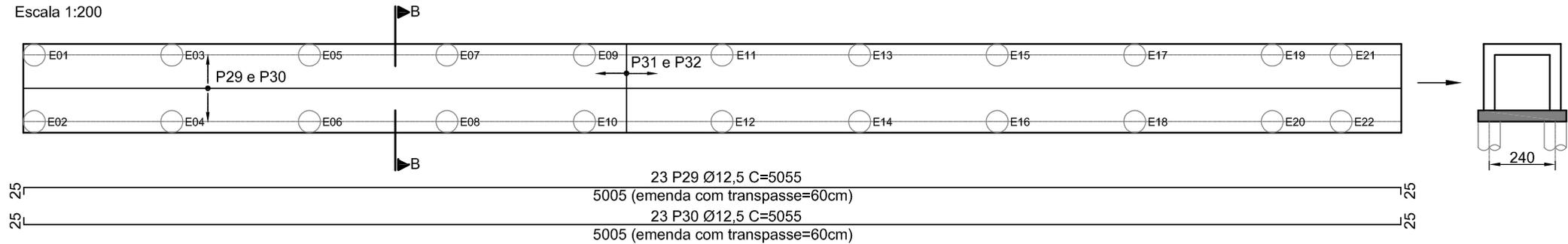
TÚNEL DE ESCAPE



TÚNEL DE ESCAPE - LAJE SUPERIOR
Escala 1:200



TÚNEL DE ESCAPE - LAJE INFERIOR
Escala 1:200



Notas:

- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
- Cobrimento: 2,0 cm;
- Medidas indicadas em centímetros;
- A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

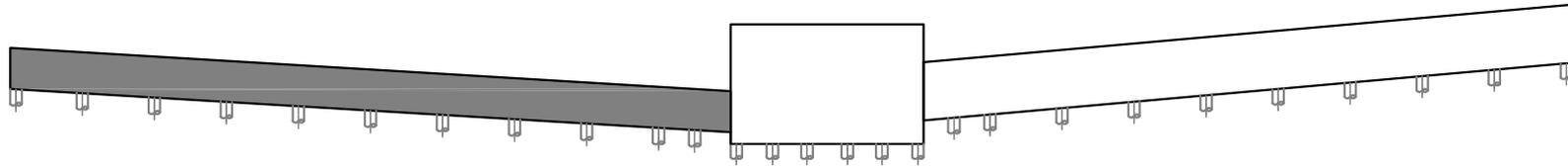
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

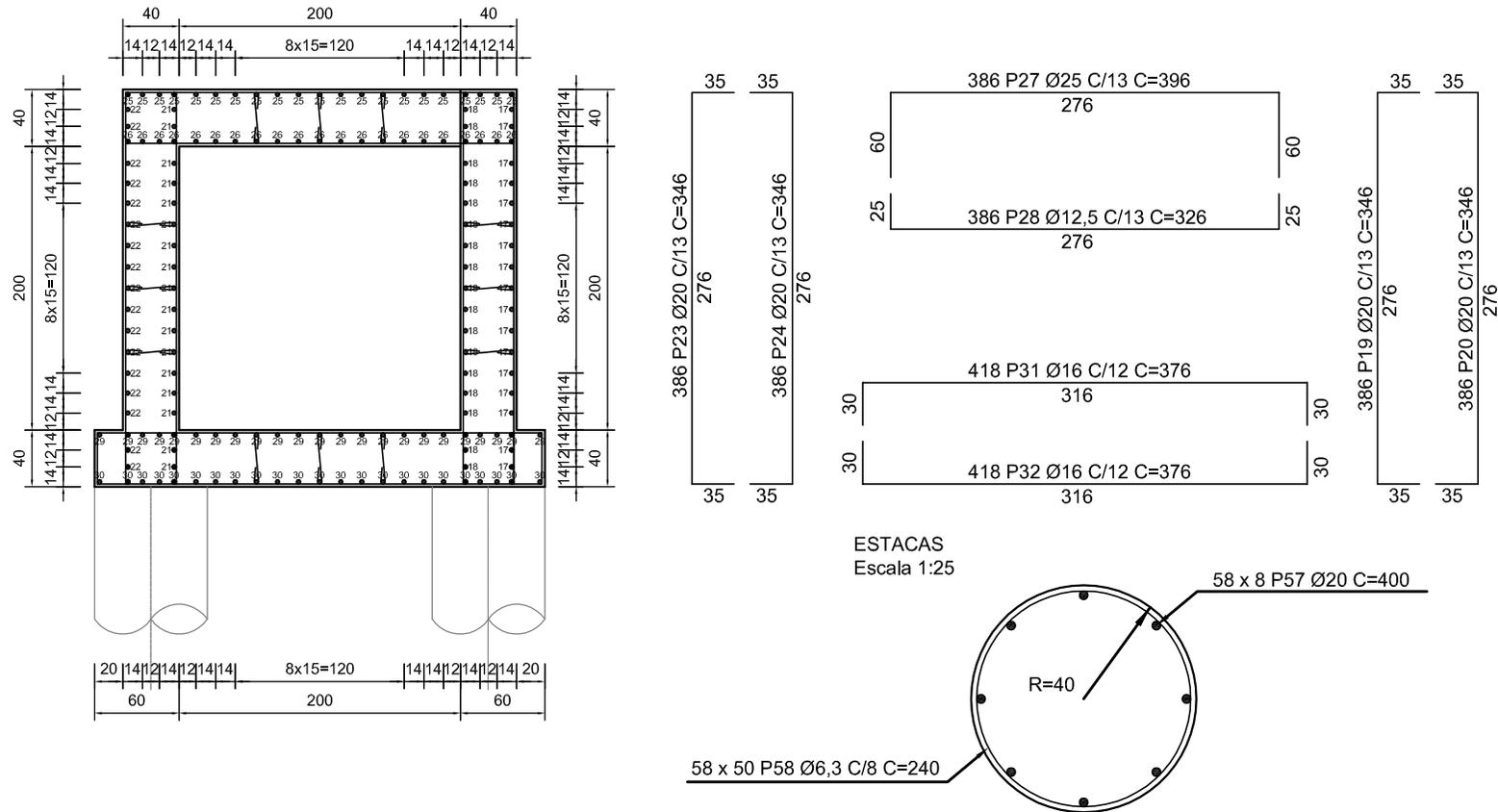
DETALHAMENTO
TÚNEL DE ESCAPE - LAJES

PLANTA: 05

TÚNEL DE ESCAPE



TÚNEL DE ESCAPE - CORTE BB
Escala 1:50



Notas:

- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa (túnel); $f_{ck} \geq 20$ MPa (estacas);
- Cobrimento: 2,0 cm;
- Medidas indicadas em centímetros;
- A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

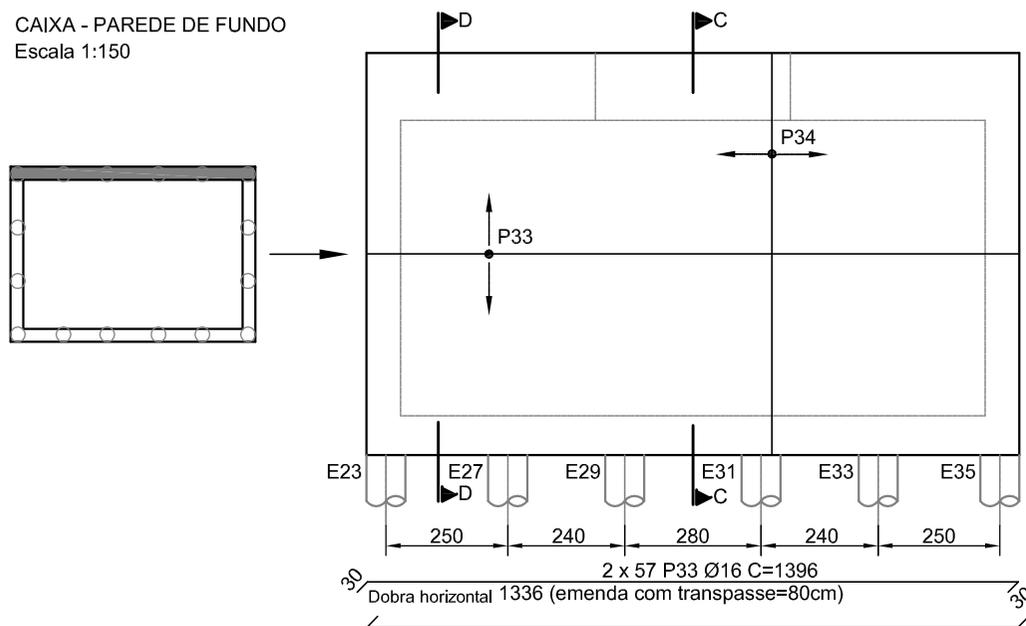
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

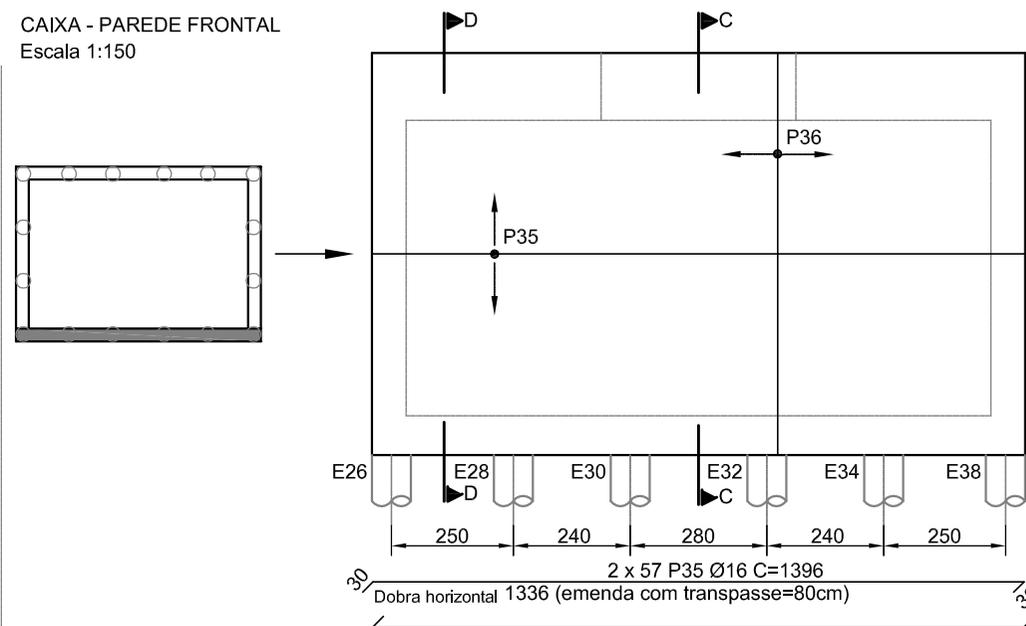
DETALHAMENTO
TÚNEL DE ESCAPE - CORTE BB

PLANTA: 06

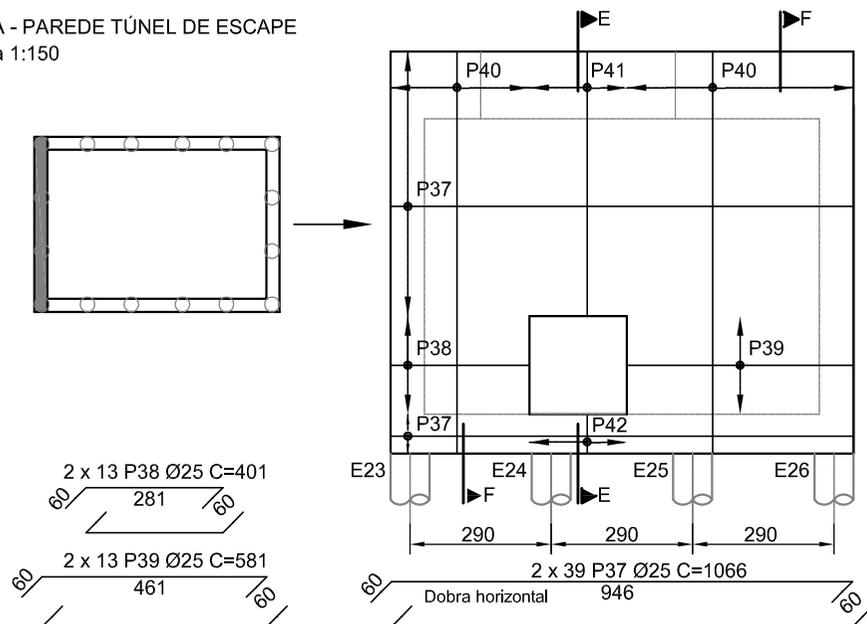
CAIXA - PAREDE DE FUNDO
Escala 1:150



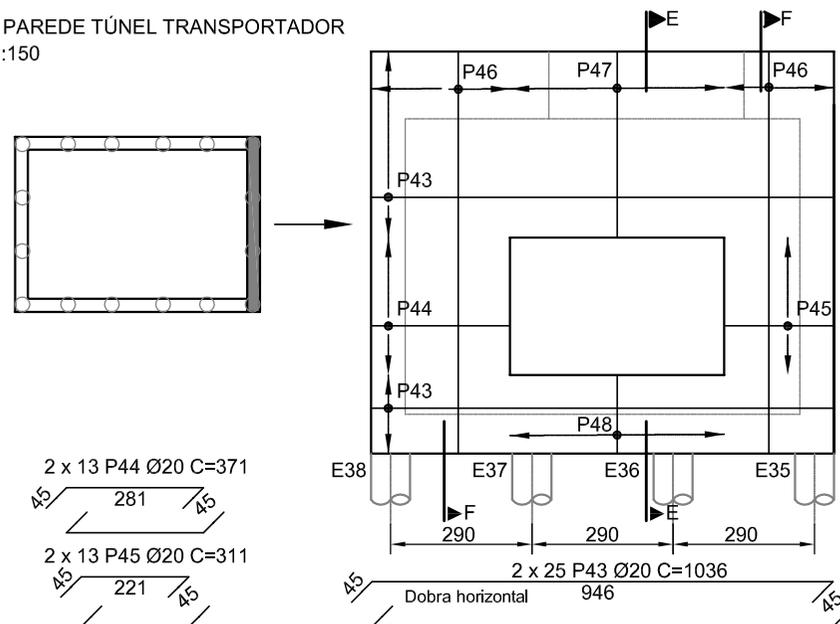
CAIXA - PAREDE FRONTAL
Escala 1:150



CAIXA - PAREDE TÚNEL DE ESCAPE
Escala 1:150

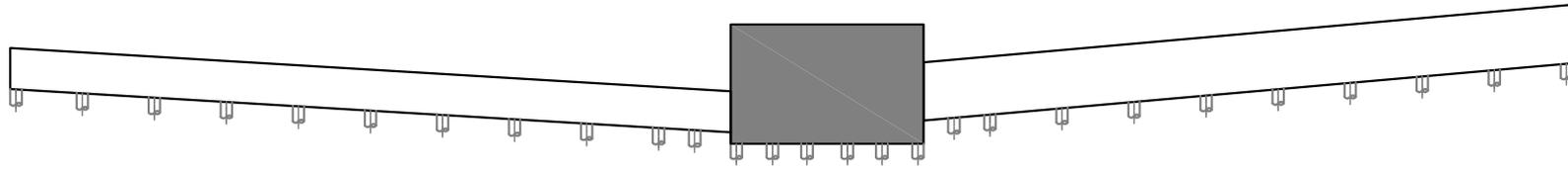


CAIXA - PAREDE TÚNEL TRANSPORTADOR
Escala 1:150

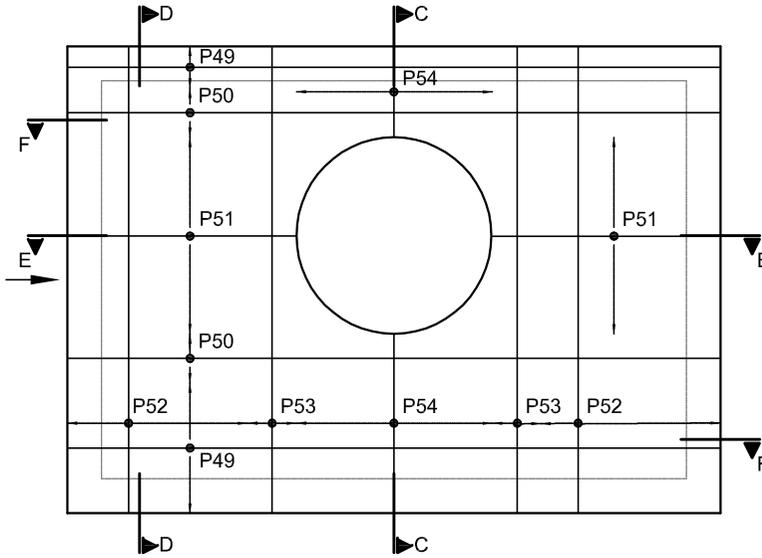


TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

CAIXA



CAIXA - LAJE SUPERIOR
Escala 1:150

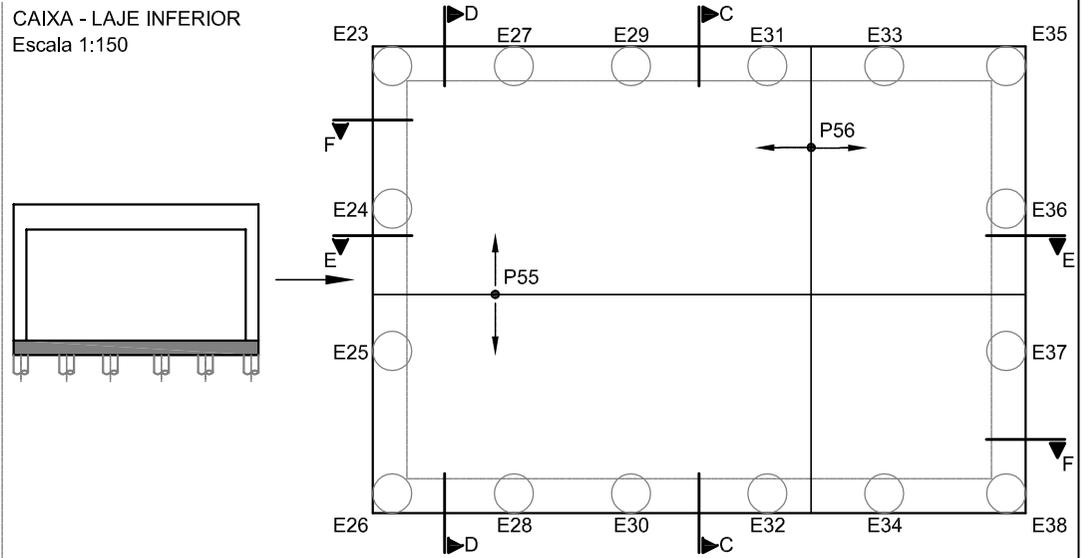


2 x 21 P49 Ø25 C=1516
1336 (emenda com transpasse=125cm)

2 x 18 P50 Ø20 C=1516
1336 (emenda com transpasse=100cm)

2 x 23 P51 Ø25 C=var.
var.

CAIXA - LAJE INFERIOR
Escala 1:150



2 x 66 P55 Ø20 C=1426
1336 (emenda com transpasse=100cm)

Notas:

- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
- Cobrimento: 2,0 cm;
- Medidas indicadas em centímetros;
- A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

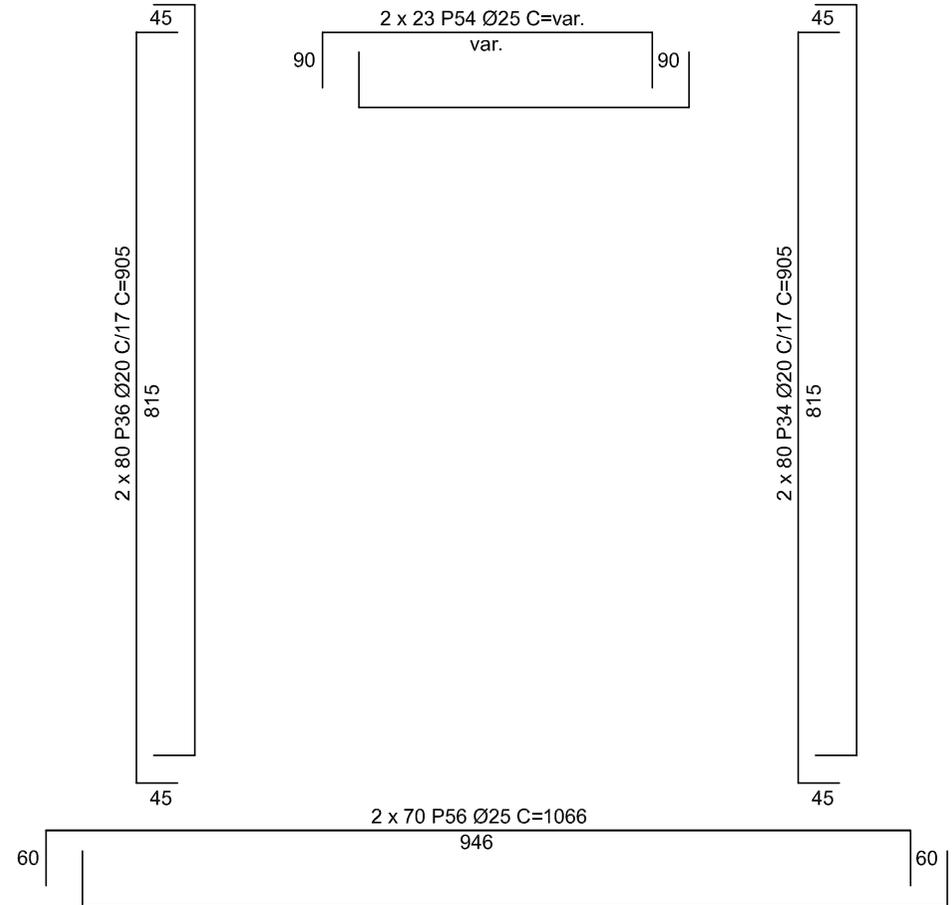
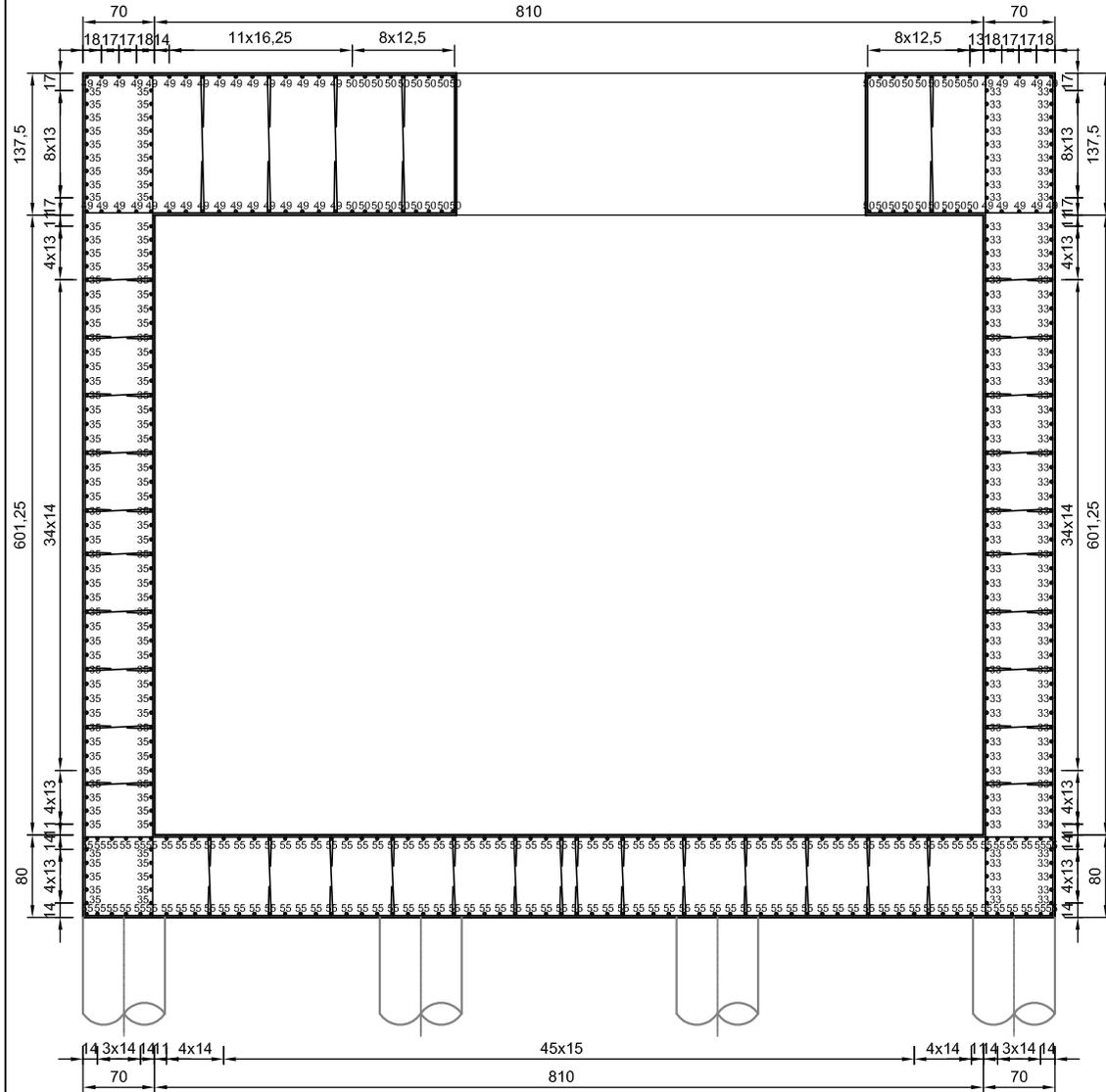
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

DETALHAMENTO
CAIXA - LAJES

PLANTA: 08

CAIXA - CORTE CC
Escala 1:70



- Notas:
- Concreto: $f_{ck} \geq 35$ MPa;
 - Cobrimento: 2,0 cm;
 - Medidas indicadas em centímetros;
 - A armadura necessária para transpasse não foi considerada nos quantitativos.

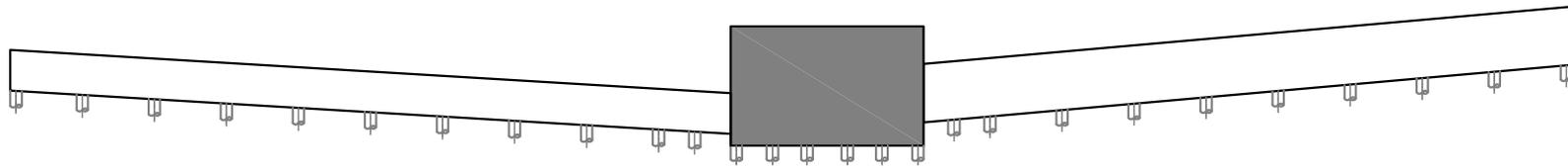
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

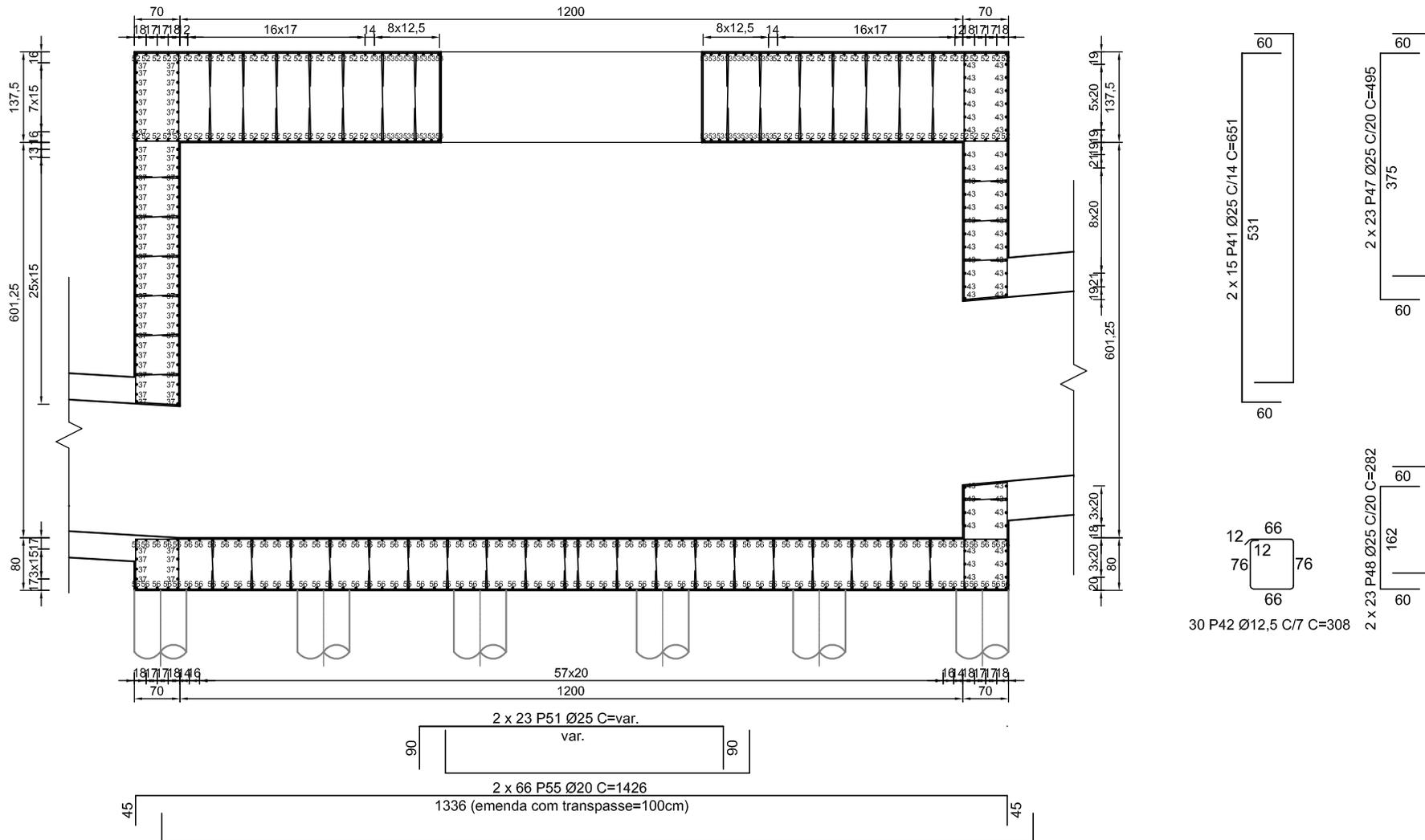
DETALHAMENTO
CAIXA - CORTE CC

PLANTA: 09

CAIXA



CAIXA - CORTE EE
Escala 1:90



TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

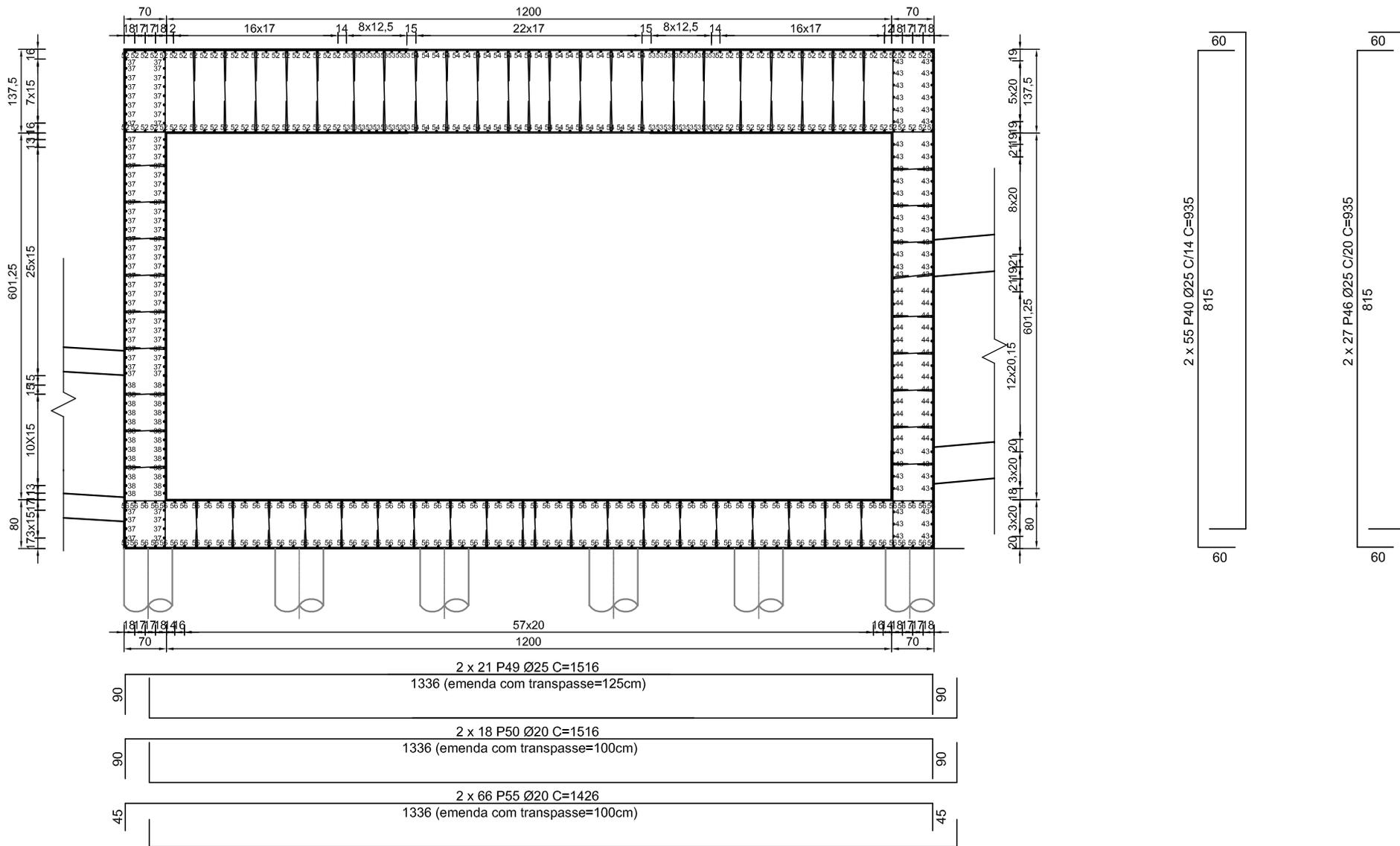
Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

DETALHAMENTO
CAIXA - CORTE EE

PLANTA: 11

CAIXA

CAIXA - CORTE FF
Escala 1:90



TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
Bruna Manica Lazzari. Porto Alegre: DECIV/EE/UFRGS, 2012

Projeto de um silo de homogeneização em concreto armado de uma
fábrica de cimento localizada no município de Cezarina/GO

DETALHAMENTO
CAIXA - CORTE FF

PLANTA: 12