

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

Flávia Benin Zen

**ARMAZÉM GRANELEIRO: PROJETO
COM PLACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO**

Porto Alegre
novembro 2014

FLÁVIA BENIN ZEN

**ARMAZÉM GRANELEIRO: PROJETO
COM PLACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO**

Trabalho de Diplomação 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: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
novembro 2014

FLÁVIA BENIN ZEN

**ARMAZÉM GRANELEIRO: PROJETO
COM PLACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO**

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 Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2014

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

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

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

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Flávio e Isabel, pelo
incondicional apoio durante o período do meu
Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Domingo Rios, meu orientador, pelo auxílio durante o trabalho de conclusão e pelos conhecimentos passados a mim durante todo o curso.

Agradeço a professora Carin Maria Schmitt, cujas aulas me ensinaram como realizar um trabalho com organização e responsabilidade.

Agradeço aos meus colegas de curso, especialmente as amigas Samantha, Virginia, Luísa, Astrid, Rebeca, Larissa e Bruna, pelo companheirismo durante toda a graduação, pela ajuda nas horas de aperto e por tornarem os dias na faculdade mais divertidos.

Agradeço especialmente ao colega Matheus Carini pelas dicas e conselhos durante o trabalho e o curso, por sempre escutar as minhas perguntas e respondê-las com bondade e paciência.

Agradeço a minha família, meus pais Flávio e Isabel, meu irmão Pedro e meu namorado Douglas, pelo incentivo e apoio desde o início da faculdade, por entenderem minha ausência física e mental durante o período de conclusão deste trabalho, e por me fazerem sentir tamanha felicidade quando estou em suas presenças. Eu amo vocês.

Eu estou sempre fazendo aquilo que não sou capaz,
numa tentativa de aprender como fazê-lo.

Pablo Picasso

RESUMO

Devido à deficiência em qualidade e quantidade nas estruturas de armazenamento no Brasil, cresce cada vez mais a busca pela execução de silos com maior rapidez e facilidade construtiva, convergindo para soluções com concreto pré-fabricado e estruturas metálicas, chegando-se aos silos horizontais. Assim, este trabalho consistiu em projetar estruturalmente um armazém graneleiro para estocagem de grãos de soja com placas e pilares pré-fabricados de concreto e realizar o detalhamento de seus componentes estruturais. Para tal, o embasamento teórico adquirido com a pesquisa bibliográfica foi muito importante para fundamentar todos os cálculos de dimensionamento do silo. A geometria do armazém foi estipulada pela autora, baseado em estruturas que recorrentemente são construídas. Primeiramente realizou-se o cálculo das pressões do material armazenado nas paredes e fundo do armazém, assim como as pressões devidas ao vento na estrutura. Após, foram calculados os esforços gerados por estas forças nos componentes estruturais, partindo-se para o dimensionamento das placas pré-fabricadas, do piso de concreto e dos pilares pré-fabricados, seguindo as recomendações das Normas Brasileiras NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006. Para fins construtivos e minimização de erros, os desenhos e detalhamentos das peças também foram apresentados. Pôde-se perceber a importância da organização e do detalhamento que requer um projeto com elementos pré-fabricados, exigindo do engenheiro projetista um bom planejamento.

Palavras-chave: Projeto de Armazém Graneleiro. Estrutura para Silos Horizontais. Placas Pré-Fabricadas de Concreto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da pesquisa	22
Figura 2 – Armazém graneleiro	25
Figura 3 – Geometria e seção transversal de silos	26
Figura 4 – Localização de Bagé e quantidade de soja produzida	30
Figura 5 – Diagrama de pressão nas paredes de silos retangulares	33
Figura 6 – Placas pré-fabricadas de concreto	38
Figura 7 – Espaçamento entre nervuras de placas	39
Figura 8 – Geometria da seção T	40
Figura 9 – Distribuição de pressões nas placas	45
Figura 10 – Diagrama de esforço cortante na placa 4	45
Figura 11 – Identificação das placas	46
Figura 12 – Geometria da seção transversal das placas	47
Figura 13 – Delimitadores para a inclinação da treliça de cobertura	51
Figura 14 – Vista das barras da treliça	51
Figura 15 – Pórtico simulado no software FTOOL	52
Figura 16 – Representação das forças atuantes nos pilares	54
Figura 17 – Planta baixa: identificação e geometria dos pilares	55
Figura 18 – Posição das armaduras em uma seção de concreto armado submetida à flexão composta normal	56
Figura 19 – Divisão do pilar em seções	57
Figura 20 – Detalhe do recorte do pilar	60
Figura 21 – Características do chumbador químico RM16	61
Figura 22 – Características das barras FTR 16x250	62
Figura 23 – Instruções de aplicação para chumbadores químicos	62
Figura 24 – Içamento através de balancim	63
Figura 25 – Esforço cortante e momento fletor nas placas na hipótese de içamento	64
Figura 26 – Esforço cortante e momento fletor nos pilares na hipótese de içamento	65
Figura 27 – Distância entre rodas	67
Figura 28 – Representação das juntas de encontro	70
Figura 29 – Representação das barras de transferência	70
Figura 30 – Sólido geométrico formado pelos grãos	73
Figura 31 – Resumo das armaduras de espera	75

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das paredes de silos devido aos materiais e suas rugosidades	27
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quantidade de grão produzidos no Brasil	24
Tabela 2 – Propriedades da soja	30
Tabela 3 – Armadura mínima para flexão de vigas	43
Tabela 4 – Empuxo dos grãos nas placas	44
Tabela 5 – Esforços devidos aos grãos nas placas pré-fabricadas	46
Tabela 6 – Parâmetros para o cálculo das armaduras nas placas	47
Tabela 7 – Armadura necessária para as placas pré-fabricadas	48
Tabela 8 – Força resultante devido ao vento nas placas	50
Tabela 9 – Solicitações nos pilares e área de aço resultante	58
Tabela 10 – Comprimento de ancoragem para a armadura dos pilares	59
Tabela 11 – Barras de transferência	71
Tabela 12 – Dados para dimensionamento do piso de concreto	71
Tabela 13 – Valores de altura para a placa conforme o parâmetro k	72
Tabela 14 – Resultado do dimensionamento do piso para a carga móvel	73
Tabela 15 – Resultado do dimensionamento do piso para a carga distribuída	73

LISTA DE SÍMBOLOS

h_c – altura do segmento da parede vertical do silo da transição até a superfície equivalente (ver figura 4) (m)

d_c – dimensão característica interna do silo (m)

γ – peso específico (kN/m³)

γ_l – valor mais baixo do peso específico usado para estimar o volume requerido do silo e definir sua capacidade (kN/m³)

γ_u – valor mais alto do peso específico usado para o cálculo das ações (kN/m³)

ϕ_r – ângulo de repouso da partícula sólida (°)

ϕ_i – ângulo de atrito interno da partícula sólida (°)

ϕ_{im} – ângulo de atrito interno médio da partícula sólida (°)

α – coeficiente de modificação das propriedades características

α_ϕ – coeficiente de modificação do ângulo de atrito interno

K – coeficiente entre as pressões laterais horizontais e verticais

K_m – coeficiente médio entre as pressões laterais horizontais e verticais

α_k – coeficiente de modificação do coeficiente entre as pressões horizontais e verticais

μ – coeficiente de atrito

α_μ – coeficiente de modificação do coeficiente de atrito

C_{op} – fator de carga variável do sólido

p_h – pressão horizontal na parede lateral (kN/m²)

z_s – profundidade abaixo do mais alto ponto de contato entre o sólido armazenado e a parede (m)

n_{zSk} – força vertical resultante (compressiva) na parede lateral (kN/m)

β – ângulo de inclinação do fundo do silo a partir da vertical no sentido anti-horário (°)

K_b – valor mais baixo do coeficiente entre as pressões laterais horizontais e verticais

μ_h – valor mais baixo do coeficiente de atrito

q – pressão dinâmica (N/m²)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

V_0 – velocidade básica do vento, indicada por uma rajada de três segundos, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano (m/s)

S_1 – fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno

S_2 – é o fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação

S_3 – fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação

F_a – força de arrasto (N)

C_a – coeficiente de arrasto

A_e – área frontal efetiva da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento (m²)

b_w – largura da nervura (cm)

b_f – largura da mesa (cm)

h – altura total da seção (cm)

h_f – espessura da mesa (cm)

d – altura efetiva da seção flexionada (cm)

d' – distância da face comprimida de concreto até o centroide das barras de aço (cm)

A_s – área de armadura tracionada (cm²)

A_s' – área de armadura comprimida (cm²)

M_d – momento solicitante de cálculo (kNm)

x_{lim} – profundidade limite da linha neutra para o domínio correspondente (cm)

x_{23} – limite entre os domínios 2 e 3 (cm)

ϵ_{yd} – deformação de cálculo de escoamento de aço

M – momento solicitante na seção (kNcm)

q – carregamento linear (kN/m)

l – vão livre das placas (m)

M_{dlim} – momento máximo para seções normalmente armadas (kNcm)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

y_{lim} – posição máxima da linha neutra (cm)

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço (MPa)

ϕ – diâmetro da armadura (mm)

y – posição da linha neutra para a seção da viga em estudo (cm)

A_c – área de concreto da seção retangular estudada (cm²)

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo na seção (kN)

σ_{Rd} – é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kN/cm²)

ρ_1 – taxa de armadura para a seção estudada

k é um coeficiente que tem valor 1 para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio, e valor $k = |1,6-d|$ para os demais casos, com d em metros

f_{ctd} – resistência à tração de cálculo do concreto (MPa)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

A_{sw} – área da seção transversal dos estribos (cm^2/m)

s – espaçamento dos estribos (cm)

θ – inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural ($^\circ$)

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço (MPa)

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto (MPa)

γ_{sc} – coeficiente de segurança para o concreto

V_{RD2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN)

V_c – parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça fictícia de Morsch em vigas (kN)

V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal em vigas (kN)

D_x – deslocamento máximo da estrutura no eixo X

D_y – deslocamento máximo da estrutura no eixo Y

b – largura da seção estudada (cm)

A_{s1} – armadura tracionada para seção submetida à flexo-compressão normal (cm^2)

A_{s2} – armadura comprimida para seção submetida à flexo-compressão normal (cm^2)

$l_{b,nec}$ – comprimento de engastamento necessário para barras de armadura (cm)

α_1 – coeficiente de minoração de comprimento de engastamento devido ao uso de gancho

$A_{s,cal}$ – área de armadura calculada e necessária para a seção (cm^2)

$A_{s,ef}$ – área de armadura utilizada na seção (cm^2)

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto (kN/cm^2)

F_d – força que atua na alça de içamento aplicada do coeficiente de segurança igual a 4 (kN)

P – carga no eixo do veículo (N)

q_e – pressão de enchimento dos pneus do veículo (Pa)

f_{ctmk} – resistência à tração na flexão característica do concreto (MPa)

P_r – carga por roda do veículo (N)

A_{cont} – área de contato efetivo dos pneus com a placa de concreto (m^2)

r – raio da área de contato do pneu com a placa de concreto (m)

I_c – raio de rigidez da placa de concreto (m)

E_c – módulo de elasticidade do concreto (MPa)

M_{piso} – momento resultante no piso de concreto devido às cargas móveis (MNm)

ν – coeficiente de Poisson do concreto

k – coeficiente de recalque do solo abaixo da placa (MPa/m)

h_{placa} – espessura da placa de concreto (m)

σ_{adm} – tensão de tração admissível do concreto (MPa)

α_a – coeficiente dependente da característica do agregado utilizado no concreto, tomado como 1 para granito

f – coeficiente de atrito entre a placa e o solo

L – comprimento da placa de concreto (m)

$A_{s,placa}$ – área de armadura para tela soldada com aço CA60 (cm^2/m)

q_{adm} – máximo carregamento distribuído suportado pela placa de concreto (MN/m²)

$V_{ol,p}$ – volume do sólido formado pelos grãos (m³)

A_b – área da base do armazém (m²)

h_t – dimensão paralela ao plano de ação do momento fletor M_k (cm)

M_k – momento fletor característico (kNcm)

N_k – força normal característica (kN)

L_{emb} – comprimento de embutimento (cm)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	20
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	20
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	20
2.2.1 Objetivo principal	20
2.2.2 Objetivo secundário	20
2.3 PRESSUPOSTOS	21
2.4 PREMISA	21
2.5 DELIMITAÇÕES	21
2.6 LIMITAÇÕES	21
2.7 DELINEAMENTO	22
3 SILOS	24
3.1 CLASSIFICAÇÃO	25
3.2 GEOMETRIA DO ARMAZÉM GRANELEIRO	27
3.2.1 Fundação	27
3.2.2 Piso	28
3.2.3 Paredes	28
3.2.4 Cobertura	29
3.3 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA	29
4 CARREGAMENTOS	32
4.1 CARREGAMENTO DEVIDO AO EMPUXO DO GRÃO	32
4.1.1 Empuxo na parede vertical	33
4.1.2 Empuxo no fundo do armazém	34
4.2 CARREGAMENTO DEVIDO AS CARGAS PERMANENTES	35
4.3 CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO	36
4.4 CARGAS TÉRMICAS	37
5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	38
5.1 DIMENSIONAMENTO DAS PLACAS PRÉ-FABRICADAS	38
5.1.1 Métodos utilizados	38
5.1.2 Resultados	44
5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A TRELIÇA METÁLICA	50
5.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	53
5.3.1 Métodos utilizados	53

5.3.2 Resultados	56
5.4 DISPOSITIVOS DE FIXAÇÃO ENTRE AS PLACAS E OS PILARES.....	60
5.5 ALÇAS DE IÇAMENTO	62
5.6 DIMENSIONAMENTO DO PISO DE CONCRETO	65
5.6.1 Carga móvel	65
5.6.2 Carga uniformemente distribuída	69
5.6.3 Juntas	69
5.6.4 Resultados	71
5.7 LIGAÇÃO PILAR X FUNDAÇÃO	74
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
REFERÊNCIAS	78
APÊNDICE A	81
APÊNDICE B	101

1 INTRODUÇÃO

A produção de grãos e cereais é de suma importância para a alimentação e para a economia de um país ou cidade. Com o crescente aumento da população mundial, cresce também a quantidade produzida. Assim, necessita-se cada vez mais de locais de armazenamento que mantenham as características e o padrão de qualidade do produto estocado.

Uma das formas de armazenagem de grãos é o estoque a granel em silos horizontais, também conhecidos como armazéns graneleiros. Eles se caracterizam por possuírem a base maior do que a altura, baixo custo e maior rapidez construtiva em relação aos silos verticais, e por estocarem um significativo volume de grãos (PUZZI, 1986).

Ainda segundo Puzzi (1986), estruturas como estas são recomendadas para lavouras que apresentam alta rotatividade, visto que as aberturas laterais nos graneleiros permitem a entrada de insetos e conduzem a uma menor eficácia na aeração dos grãos. Indica-se também sua utilização juntamente com silos verticais de grande capacidade e que permitam alto índice de rotatividade. Conforme o autor, o uso de graneleiros tem crescido no sul do Brasil, e os resultados observados em armazenagem de curto prazo têm sido satisfatórios, recomendando-se, porém, não ultrapassar o período de seis meses em estoque.

Devido a estas características, foi escolhido para realização de um projeto de armazém graneleiro o município de Bagé, no estado do Rio Grande do Sul, onde é presente a cultura de soja, sendo rotativa nas lavouras desta Região. De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2012), esta cidade se encontra entre os maiores produtores deste grão no Estado.

Para a concepção estrutural, optou-se pelo uso de elementos pré-fabricados tanto nas fundações como nos pilares e no fechamento da estrutura, visando rapidez e facilidade no momento da montagem, tendo em vista que na maioria das vezes os armazéns são construídos em locais mais afastados dos grandes centros urbanos, o que acarretaria maiores dificuldades caso fossem moldados no local. Para a cobertura foram usadas peças metálicas, dimensionadas principalmente para a força de vento atuante sobre elas. Quanto à forma,

devido as grandes dimensões em que geralmente se enquadram e devido ao uso de elementos pré-fabricados, escolheu-se um armazém com planta baixa retangular.

Para melhor compreensão do trabalho, o mesmo foi dividido em seis capítulos. No capítulo um foram apresentadas as considerações iniciais do trabalho, ressaltando sua importância para o setor. No capítulo dois desenvolveram-se as diretrizes do trabalho, compostas pela questão de pesquisa, pelos objetivos da pesquisa, pelos pressupostos, pelas delimitações, pelas limitações e, finalmente, pelo delineamento do trabalho. No capítulo três abordaram-se aspectos gerais sobre a classificação e geometria dos silos e a caracterização da obra estudada, onde se descreveu a localização da obra, o material armazenado e a geometria escolhida. No capítulo quatro, todos os carregamentos atuantes na estrutura e o método para calculá-los foram transcritos. No capítulo cinco abordaram-se os métodos para dimensionamento dos elementos estruturais que compõe o projeto, bem como os resultados encontrados. Por fim, no capítulo seis, apresentaram-se as considerações finais. Os Apêndices A e B apresentam, respectivamente, o cálculo das forças atuantes na treliça metálica e o detalhamento dos componentes estruturais.

Pretendeu-se, assim, com este trabalho, elaborar um projeto estrutural que atendesse de forma segura e econômica as necessidades de armazenagem de grãos, mantendo suas características e nutrientes essenciais para o seu adequado uso.

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 um projeto de armazém graneleiro com placas pré-fabricadas de concreto que atenda ao contexto pré-definido?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto de armazém graneleiro com placas pré-fabricadas de concreto para armazenamento de soja que atenda ao contexto pré-definido.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a elaboração de um roteiro de cálculo para armazéns graneleiros com placas pré-fabricadas de concreto.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as indicações da literatura especializada e as normas técnicas estudadas são adequadas para o desenvolvimento do projeto do armazém graneleiro em questão.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que há déficit na quantidade de locais para estocagem de grãos no Brasil, assim como na qualidade do armazenamento, não atendendo a demanda produzida e gerando perdas na produção, portanto a busca de técnicas construtivas com menor tempo de execução é muito interessante para o setor.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto de um armazém graneleiro com a utilização de placas pré-fabricadas de concreto.

2.6 LIMITAÇÕES

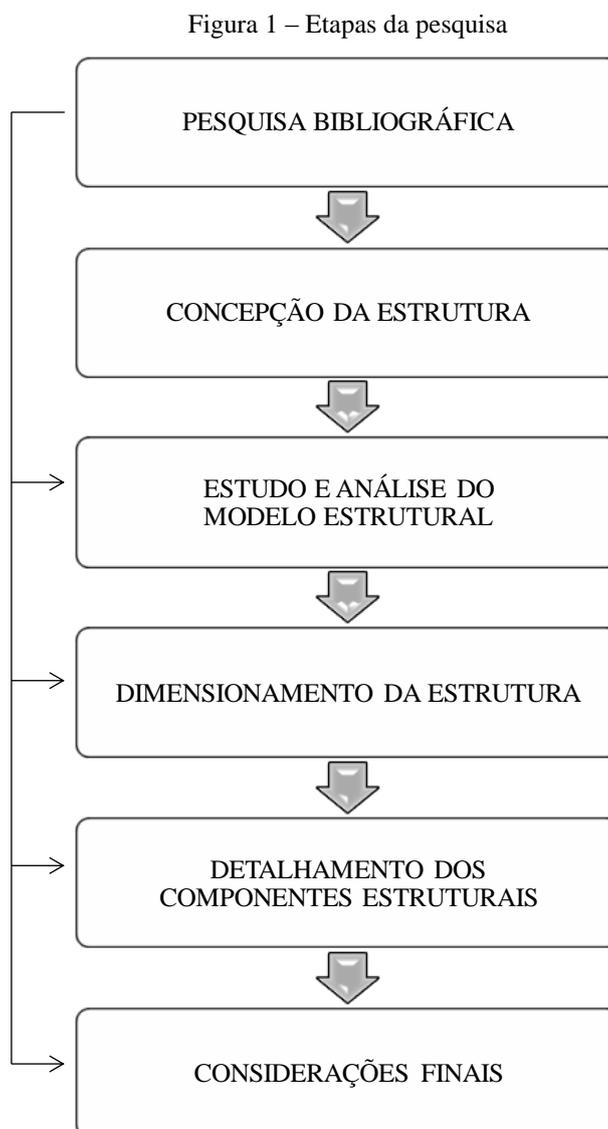
São limitações do trabalho:

- a) localização da obra na cidade de Bagé no estado do Rio Grande do Sul;
- b) grão de soja como único produto armazenado;
- c) consideração das informações contidas no Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006) para o cálculo das pressões exercidas pelo grão no armazém graneleiro;
- d) utilização do programa computacional VigaS para dimensionamento das placas pré-fabricadas de concreto;
- e) utilização do *software* desenvolvido pelo professor Américo Campos Filho na Universidade Federal do Rio Grande do Sul para o dimensionamento de seções retangulares submetidas à flexão composta normal.
- f) o cálculo e dimensionamento da treliça metálica não foi realizado, assim como as fundações.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica
- b) concepção da estrutura;
- c) estudo e análise do modelo estrutural;
- d) dimensionamento da estrutura;
- e) detalhamento dos componentes estruturais;
- f) considerações finais.



(fonte: elaborado pela autora)

A primeira etapa do trabalho, chamada **pesquisa bibliográfica**, compreendeu a coleta de dados e informações necessárias para a realização do projeto em questão, visando à obtenção de maior conhecimento e embasamento teórico para garantir a validação do trabalho. O material consultado incluiu o uso de normas técnicas, livros, periódicos, trabalhos de conclusão e dissertações. A pesquisa bibliográfica acompanhou todas as etapas do trabalho, sendo, portanto, essencial.

A etapa de **concepção da estrutura** incluiu a definição da geometria da estrutura projetada, como a definição da seção transversal e dimensões da planta baixa, e de seus componentes pré-fabricados, os quais são embasados nas bibliografias estudadas.

O **estudo e análise do modelo estrutural** compreende a determinação de todos os carregamentos que atuam na estrutura, sendo eles permanentes, variáveis e excepcionais, e a obtenção das solicitações referentes aos mesmos. Estas são determinadas em cada componente estrutural, considerando sempre a pior combinação de carregamentos.

Com a análise estrutural concluída, foram realizadas as etapas de **dimensionamento da estrutura**, utilizando dois programas computacionais para obtenção das taxas de armaduras, e de **detalhamento dos componentes estruturais**, onde foram apresentados detalhes referentes às armaduras e disposição construtiva, a fim de minimizar os erros na execução da obra. Por fim, foram realizadas as **considerações finais** do trabalho.

3 SILOS

Silos podem ser definidos como estruturas de contenção usadas para armazenar partículas sólidas, isto é, partículas que se comportam como sólidos discretos e independentes (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 14, tradução nossa). Na maioria das vezes, o produto armazenado nessas estruturas se destina à alimentação, o que explica o crescimento dos estudos envolvendo silos e a importância de seu correto dimensionamento.

O Brasil possui uma capacidade estática de armazenamento da ordem de 147 milhões de toneladas ao ano. Contudo, a quantidade de grãos produzidos é maior, com destaque para as Regiões Sul e Centro-Oeste, que juntas somam mais de 75% da produção nacional, conforme ilustra a tabela 1 (COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO, 2014a, 2014b).

Tabela 1 – Quantidade de grãos produzidos no Brasil

Região	Produção (toneladas/ano)
Sul	71.439.800
Centro-Oeste	78.155.700
Sudeste	17.893.400
Nordeste	17.329.000
Norte	6.429.200
Total	191.247.100

(fonte: baseado em COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO, 2014a, 2014b)

Através da diferença entre a capacidade de armazenamento e o total da produção nacional, conclui-se que há um déficit na capacidade de estocagem dos grãos de aproximadamente 23% da produção, ou seja, 44 milhões de toneladas/ano de produto não possuem local correto para armazenamento. Se esta quantidade excedente não for consumida, exportada ou armazenada, provavelmente é perdida. A perda da safra não está relacionada apenas com os lucros que se

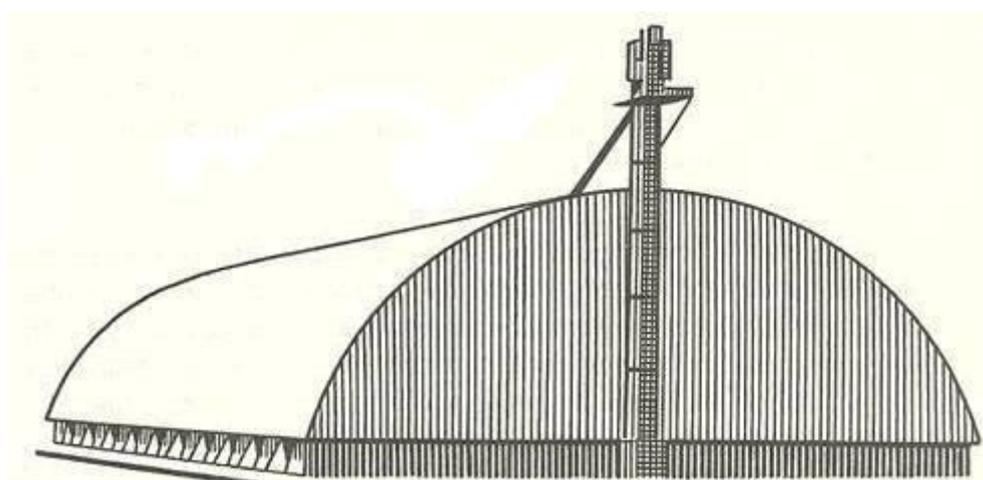
deixa de obter, mas também com a quantidade de alimento que é desperdiçado, visto o grande número de pessoas que ainda passam fome no mundo. Havendo local apropriado para armazenagem, também é possível estocar a safra excedente para ser comercializada em épocas de menor rendimento na produção, como em épocas de seca.

Assim, vê-se a importância dos silos e armazéns para a agricultura. Esse capítulo aborda as principais características construtivas referentes a estas estruturas, priorizando os armazéns graneleiros, base deste trabalho.

3.1 CLASSIFICAÇÃO

Os silos podem ser classificados como verticais ou horizontais. Puzzi (1986, p. 470) explica que a diferença se encontra no fato de que os silos horizontais, também conhecidos como armazéns graneleiros, apresentam a altura menor do que a base, conforme ilustra a figura 2. Ainda segundo o autor, esse tipo de estrutura possui baixo custo e maior rapidez na construção se comparados aos silos verticais, o que explica o crescimento do número de armazéns construídos para armazenagem de grãos.

Figura 2 – Armazém graneleiro



(fonte: PUZZI, 1986)

Segundo o Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 40, tradução nossa), essas estruturas estão enquadradas na classe de silos retangulares horizontais, nos quais a relação entre a altura e a largura é dada pela seguinte expressão:

$$h_c/d_c \leq 0,4 \quad (\text{fórmula 1})$$

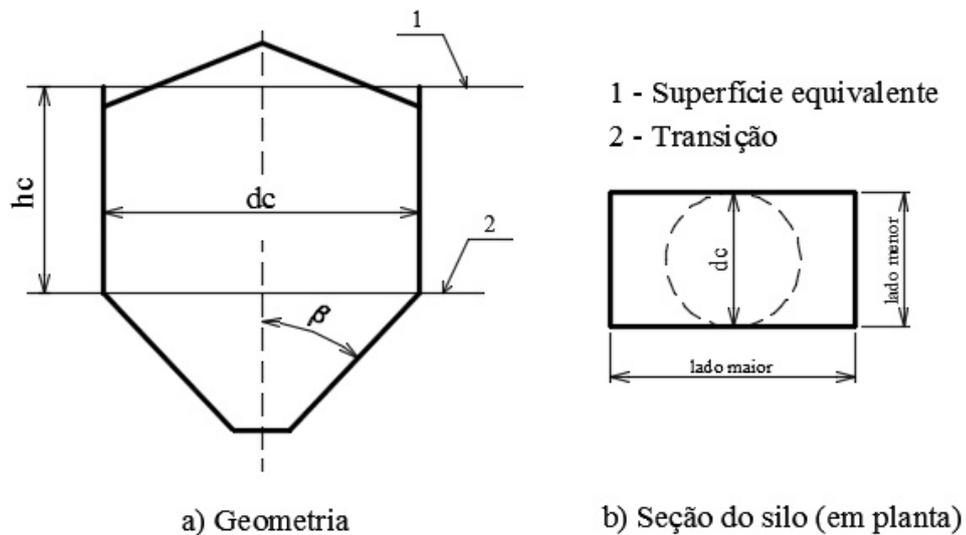
Onde:

h_c – altura do segmento da parede vertical do silo da transição até a superfície equivalente (ver figura 3a) (m);

d_c – dimensão característica interna do silo (ver figura 3b) (m).

Ainda segundo a mesma Norma, também pode-se classificar os silos conforme a rugosidade da parede, conforme mostra o quadro 1.

Figura 3 – Geometria e seção transversal de silos



(fonte: adaptada de EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 9, tradução nossa)

Quadro 1 – Classificação das paredes de silos devido aos materiais e suas rugosidades

Categoria	Descrição	Materiais típicos das paredes
D1	baixo atrito classificado como “escorregadio”	aço inoxidável laminado a frio aço inoxidável polido alumínio polido polietileno
D2	moderado atrito classificado como “suave”	aço inoxidável de acabamento suave alumínio oxidado superfície revestida concebido para a resistência à corrosão
D3	alto atrito classificado como “áspero”	concreto aço resistente a abrasão revestimento cerâmico
D4	irregular	paredes não padronizadas com grandes imperfeições

(fonte: adaptada de EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 35, tradução nossa)

O silo projetado no presente trabalho foi enquadrado na categoria D3, já que sua estrutura é de concreto armado.

3.2 GEOMETRIA DO ARMAZÉM GRANELEIRO

Para a escolha da geometria, foi necessário analisar o volume e o tipo de material a ser armazenado, bem como a topografia do terreno e as características do solo no local onde será executada a obra. A seguir são citadas as características dos principais componentes das estruturas dos silos.

3.2.1 Fundação

As fundações rasas são geralmente as escolhidas para os armazéns graneleiros, já que essas estruturas permitem uma boa distribuição das cargas para o solo, podendo ser utilizadas até mesmo em terrenos de baixa resistência (GOMES; CALIL JÚNIOR, 2005). A ligação da

fundação com o pilar ocorre por meio de um elemento de ligação chamado cálice, que usualmente é uma peça pré-fabricada.

3.2.2 Piso

Os silos podem apresentar piso completamente horizontal ou com inclinações, chamados de fundo “V”. Para o primeiro caso, a retirada dos grãos armazenados se dá através de veículos como caminhões e pás carregadoras, por isso a armação do piso é necessária para suportar o peso destes equipamentos. Para o segundo caso, o escoamento dos grãos se dá pela ação da gravidade, sendo necessário, portanto, que o ângulo de inclinação seja maior ou igual do que o ângulo de repouso característico do produto armazenado. A escolha do tipo de piso adotado depende das características do solo e da forma como a estrutura é executada, se é no nível do terreno, enterrada ou semienterrada (GOMES; CALIL JÚNIOR, 2005).

O silo ainda conta com um sistema de aeração para injeção de ar entre os grãos, que é constituído de dutos perfurados posicionados no piso e cobertos por placas microfuradas, cujo espaçamento é função da geometria do piso, do tipo de grão estocado e da capacidade do armazém graneleiro. A intensidade de injeção de ar depende da temperatura dos grãos, medida através de um sistema de termometria. Segundo Faoro (2014, p. 61):

A termometria, portanto, consiste na medição periódica da temperatura da massa de grãos em inúmeros pontos do armazém, fazendo a correta aplicação da aeração, se necessário. A medição da temperatura em silos ou graneleiros se faz por meio de cabos termoeletricos mergulhados na massa de grãos. Em grandes volumes de grãos, é necessária a distribuição de vários cabos termoeletricos, onde são ligados em uma central de medição e comando, lendo a temperatura em cada ponto da massa.

3.2.3 Paredes

As paredes são constituídas de peças como placas e pilares pré-fabricados, dimensionadas para o empuxo resultante dos grãos na estrutura. As juntas entre as placas e a junção delas aos pilares são impermeabilizadas para evitar a entrada de água da chuva, garantindo a integridade do produto.

3.2.4 Cobertura

Usualmente a cobertura é executada com estrutura metálica, projetada para suportar a ação do vento e de seu peso próprio, bem como o peso de elementos como a correia transportadora de grãos e os controladores de temperatura, presos à sua estrutura.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

Para a realização do projeto foi necessário definir qual o produto a ser estocado no armazém a fim de obter suas propriedades características para uso nos cálculos de dimensionamento.

Os armazéns graneleiros são indicados para lavouras temporárias, de grande rotatividade, já que apresentam um volume muito grande de produto armazenado. Isso dificulta a aeração dos grãos, podendo levar ao seu apodrecimento, e as aberturas laterais abaixo dos beirais do telhado podem permitir a entrada de insetos, indicando-se, portanto, não deixar o produto estocado por um período maior que seis meses (PUZZI, 1986).

Entende-se por lavoura temporária a área de plantio utilizada para culturas de curta duração, geralmente inferiores a um ano, onde após a colheita é necessário outro plantio, pois a planta é destruída (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 1996). Sendo assim, a cultura de **soja** se enquadra neste parâmetro e foi escolhida para realização deste trabalho. As propriedades deste grão podem ser vistas na tabela 2.

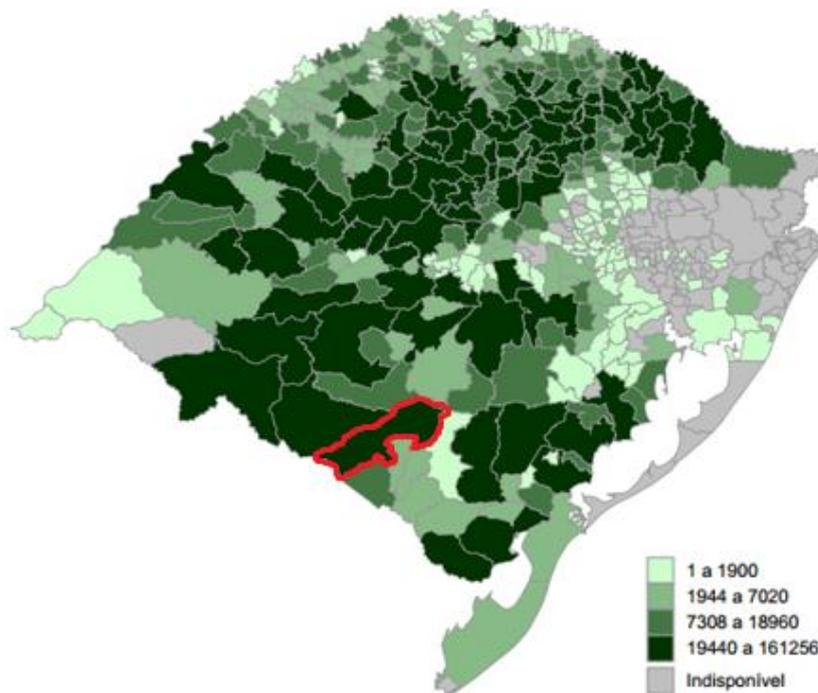
Tendo em vista a produção de soja, o local do projeto deve corresponder à demanda da produção deste grão. Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2012), a cidade de **Bagé**, no estado do Rio Grande do Sul, está entre as maiores produtoras de soja do Estado, tendo acumulado cerca de 23.400 toneladas do produto no ano de 2012 (figura 4). Devido a este fato, esta cidade foi escolhida como localização para o projeto.

Tabela 2 – Propriedades da soja

Propriedades										
Partícula	Peso específico [kN/m ³]		Ângulo de Repouso (°)	Ângulo de atrito interno (°)		Coeficiente de pressão lateral		Coeficiente de atrito		Coeficiente de carga variável
	γ		ϕ_r	ϕ_i		K		μ		C_{op}
	γ_l	γ_u	ϕ_r	ϕ_{im}	α_ϕ	K_m	α_m	parede D3	α_μ	-
	baixo	alto	-	médio	fator de conversão	médio	fator de conversão	médio	fator de conversão	-
Soja	7,0	8,0	29°	32	1,19	0,50	1,11	0,48	1,16	0,50

(fonte: adaptado de EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 99, tradução nossa)

Figura 4 – Localização de Bagé e quantidade de soja produzida



(fonte: INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2012)

Seguindo as recomendações da fórmula 1, a planta baixa do armazém graneleiro foi definida nas dimensões de **30,30 m** de largura, **60,30 m** de comprimento e **5,20 metros** de altura. O piso escolhido foi do tipo horizontal, com 1800m² de área, o que limita a retirada de grãos do

silo por veículos de carga, tendo sido necessário prever um portão para o acesso dos mesmos. Foi escolhido um portão com dimensões de cinco metros de altura por cinco metros de largura, totalizando 25 metros quadrados.

A entrada do produto no armazém se dá por meio de uma correia transportadora suspensa na estrutura metálica. O dimensionamento e a escolha do tipo da correia transportadora não são escopo deste trabalho, já que ela é usualmente comprada diretamente do fabricante pelo proprietário da obra.

Quanto à cobertura, a distância do topo dos pilares até o banzo superior da cobertura metálica é de quinze metros, respeitando o ângulo de repouso do cone formado pela queda dos grãos de soja no silo, informado na tabela 2.

A geometria final do armazém está indicada no Apêndice B deste trabalho.

4 CARREGAMENTOS

Para desenvolver um projeto de silos podem-se utilizar os mesmos critérios a que são submetidas as estruturas usuais de concreto armado (ALVES, 2001). Contudo, a autora ainda observa que, devido à especificidade do carregamento a que são submetidos, à sua geometria e às suas características funcionais, há necessidade de um estudo mais detalhado para o dimensionamento dessas estruturas.

O empuxo causado pelos grãos em silos é uma das mais importantes ações a serem analisadas e consideradas, combinadas com as solicitações usualmente adotadas nos cálculos como peso próprio, peso de equipamentos e pressão do vento (GOMES; CALIL JÚNIOR, 2005, p. 35). Este capítulo refere-se a estes tipos de carregamentos atuantes e seus aspectos relevantes para um correto dimensionamento.

4.1 CARREGAMENTO DEVIDO AO EMPUXO DOS GRÃOS

Segundo Scalabrin (2008, p. 47):

Diferentemente de um tanque onde se armazena líquido (carregamento hidrostático com distribuição linear com a profundidade) e que apresenta somente pressão horizontal normal à parede, na armazenagem de grão e demais granéis sólidos surge outra pressão oriunda do atrito deste material com a parede.

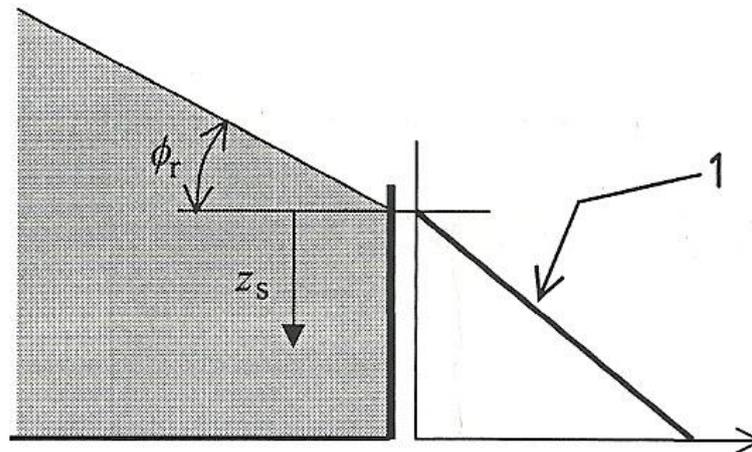
Para Safarian e Harris (1985, p. 5, tradução nossa) as forças exercidas nas paredes e fundo de silos são influenciadas pelas propriedades físicas no material estocado, as quais têm influência direta também sobre a fluidez do material na estrutura. Ainda segundo o autor, materiais que contém óleo, como os grãos de soja, podem lubrificar as paredes da estrutura e aumentar as pressões nas paredes laterais. Assim, as propriedades mais importantes para o cálculo da pressão são:

- a) peso específico (γ)
- b) ângulo de atrito interno da partícula sólida (ϕ_i)
- c) coeficiente de atrito (μ)

4.1.1 Empuxo na parede vertical

O cálculo das forças na parede do armazém pôde ser calculado de acordo com o Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 62, tradução nossa). Através da fórmula 2 obteve-se a pressão horizontal causada pelo grão na parede vertical. Pela fórmula 3, calculou-se a força vertical resultante (compressiva) na parede por unidade de comprimento. Ambas as fórmulas são consideradas para silos classificados como retangulares. A representação da pressão pode ser visualizada na figura 5.

Figura 5 – Diagrama de pressão nas paredes de silos retangulares



1 - Diagrama de pressão no silo

(fonte: EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 62, tradução nossa)

As formulas 2 e 3 são:

$$p_h = \gamma K(1 + \text{sen} \phi_r) z_s \quad (\text{fórmula 2})$$

$$n_{zSk} = \gamma(\mu K/2)(1 + \text{sen} \phi_r) z_s^2 \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

p_h é a pressão horizontal na parede lateral (kN/m²);

γ é o peso específico do grão (kN/m³);

K é o coeficiente entre as pressões laterais horizontais e verticais;

ϕ_r é o ângulo de repouso da partícula sólida (°);

μ é o coeficiente de atrito;

z_s é a profundidade abaixo do mais alto ponto de contato entre o sólido armazenado e a parede (m);

n_{zsk} é a força vertical resultante (compressiva) na parede lateral (kN/m).

Com o cálculo destas solicitações, foi possível partir para o dimensionamento das paredes da estrutura, que neste caso são as placas pré-fabricadas de concreto.

4.1.2 Empuxo no fundo do armazém

As cargas sobre o fundo dos silos, segundo o Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 66, tradução nossa), são avaliadas de acordo com a inclinação do mesmo. Quando o ângulo de inclinação β (ver figura 3a):

- a) for menor que 5°, o fundo pode ser considerado plano;
- b) satisfizer a fórmula 4, o fundo pode ser considerado como íngreme;
- c) não se enquadrar em nenhuma categoria anterior, o fundo pode ser classificado como raso.

A fórmula 4 é:

$$\operatorname{tg}\beta < 1 - K_b / (2\mu_h) \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

β é o ângulo de inclinação do fundo do silo a partir da vertical no sentido anti-horário (°);

K_b é o valor mais baixo do coeficiente entre as pressões laterais horizontais e verticais;

μ_h é o valor mais baixo do coeficiente de atrito.

No armazém graneleiro em questão, o piso é plano, de concreto, com carregamento distribuído, executado diretamente sobre o solo. Segundo Chodounsky e Viecili (2007, p. 43), “Um carregamento distribuído sobre toda a superfície do piso não gera, na verdade, esforços de tração na flexão (e momento fletor) na placa de concreto. Contudo, um carregamento uniformemente distribuído sobre toda a placa é raro que exista na prática.”. Essa afirmação se aplica ao projeto em questão, já que, por ser de fundo plano, há a previsão de portões no armazém que permitam a entrada de equipamento para movimentação dos grãos, fazendo com que não seja completamente preenchido.

Ainda segundo os autores, neste caso o piso deve ser dimensionado baseado na resistência à tração do concreto, resultando na altura total da placa a ser utilizada. No caso da tensão atuante ser maior que a tensão de resistência do concreto à tração, deve ser previsto uma armadura (geralmente escolhem-se telas soldadas) a ser posicionada na face superior da placa de concreto, já que surge um momento fletor negativo de valor máximo no topo da mesma. Com esta armadura, evita-se também o aparecimento de fissuras nas áreas descarregadas, onde apenas trafegam veículos.

Os autores ainda citam que, no caso do solo abaixo do piso conter material compressível, como argilas moles, é necessário avaliar possíveis recalques por adensamento que possam acontecer. Assim, recomenda-se a presença de um engenheiro geotécnico para reconhecimento do solo e evitar possíveis riscos à obra.

No caso do tráfego de veículos, as cargas geradas pelos caminhões e pás carregadeiras são consideradas móveis e concentradas, e dependem do peso destes equipamentos. A área de contato dos veículos com o solo se dá pelos pneus de borracha, não havendo, então, problemas quanto a desgaste e abrasão do piso (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007).

4.2 CARREGAMENTO DEVIDO AS CARGAS PERMANENTES

O peso próprio das placas pré-fabricadas, dos pilares, da cobertura metálica e dos instrumentos mecânicos utilizados no processo de estocagem são cargas que estarão sempre presentes na vida útil da estrutura. Devem ser considerados, portanto, em todos os cálculos de dimensionamento do armazém graneleiro.

4.3 CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO

A ação variável causada pelo vento nas estruturas de armazenamento deve ser considerada, principalmente, segundo Andrade Júnior e Calil Júnior (2007), quando a estrutura se encontra vazia, já que quando cheia, a grande massa de grãos dificilmente permite estragos devidos ao vento. A cobertura metálica também deve ser dimensionada para a pressão exercida pelo vento em cada um de seus componentes.

São consideradas para todos os cálculos das solicitações de vento as recomendações da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Primeiramente, é necessário determinar a pressão dinâmica causada pelo vento na edificação, dadas pelas fórmulas 5 e 6:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{fórmula 5})$$

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

q é a pressão dinâmica (N/m²);

V_k é a velocidade característica do vento (m/s);

V_0 é a velocidade básica do vento, indicada por uma rajada de três segundos, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano (para a cidade de Bagé pode ser considerada 45 m/s);

S_1 é o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno (para terrenos planos o valor considerado é igual a 1,0);

S_2 é o fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação;

S_3 é o fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação (para silos, o valor normativo para armazéns e silos é igual a 0,95).

Para determinar a força global na edificação como um todo e encontrar os esforços nos pilares e fundações, é necessário calcular a força de arrasto de vento sobre a estrutura. Para isso, a fórmula 7 pode ser utilizada:

$$F_a = C_a q A_e \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

F_a é a força de arrasto (N);

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento (N/m²);

A_e é a área frontal efetiva da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento (m²).

Para o dimensionamento dos elementos da estrutura como placas e pilares, e também os componentes do telhado, é necessário analisar a distribuição de pressões devidas ao vento nas paredes e cobertura. Para isso, são determinados os coeficientes de pressão e de forma de acordo com NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Eles dependem do ângulo com que o vento incide na estrutura e também da inclinação das águas do telhado. O dimensionamento das peças é feito utilizando sempre o pior caso de carregamento encontrado. O cálculo de todos esses parâmetros pode ser encontrado no Apêndice A deste trabalho.

4.4 CARGAS TÉRMICAS

De acordo com Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, p. 64, tradução nossa), quando há possibilidade de o produto estocado ter uma temperatura diferente da temperatura da estrutura, ou quando a temperatura ambiente externa for diferente da temperatura da parede, devem ser considerados deslocamentos, deformações de curvatura, tensões, forças e momentos devidos a estas diferenças.

O material a ser estocado no armazém em questão não é considerado ‘quente’, ou seja, sua temperatura pode ser considerada igual à temperatura ambiente. Assim, foi desprezado os efeitos gerados devido a cargas termais para este trabalho.

5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

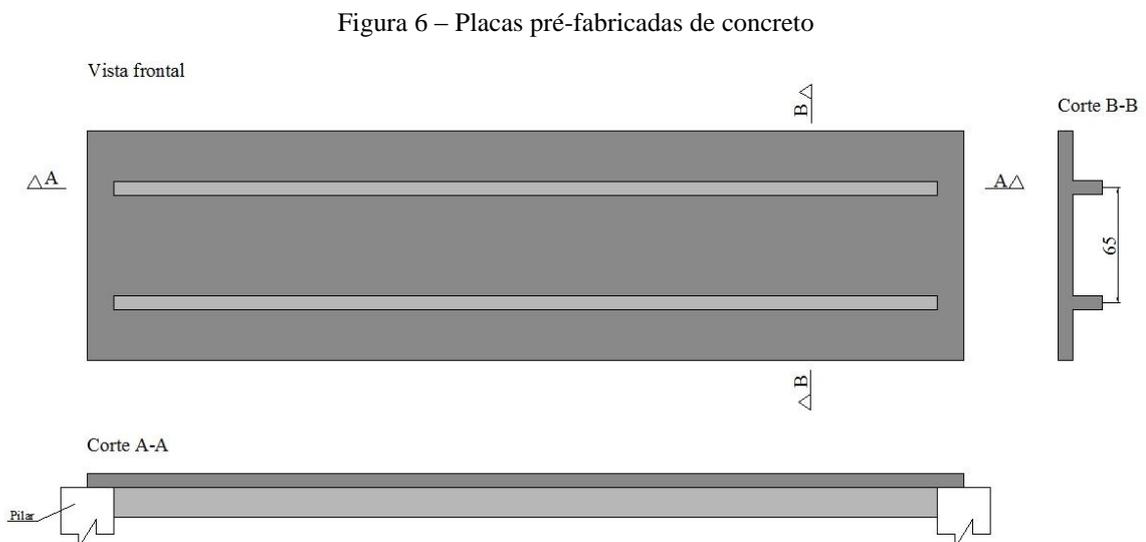
Neste capítulo são apresentadas as características dos elementos estruturais adotados para o projeto, bem como os cálculos para seus dimensionamentos. Entende-se por elementos estruturais os pilares, as placas de concreto do piso da estrutura, as placas pré-fabricadas nervuradas para as paredes e o cálice de fundação. Todos os métodos adotados seguem as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

5.1 DIMENSIONAMENTO DAS PLACAS PRÉ-FABRICADAS

Neste capítulo serão apresentadas as considerações referentes ao cálculo de dimensionamento das placas pré-fabricadas de concreto.

5.1.1 Métodos utilizados

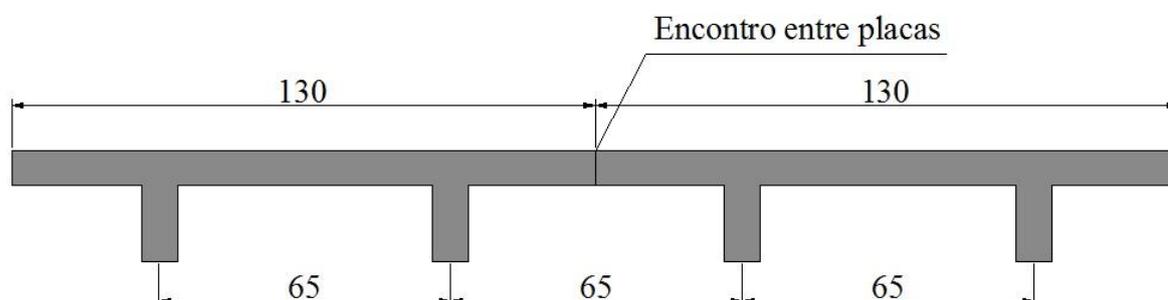
As placas adotadas para o projeto são nervuradas, tendo sua geometria demonstrada na figura 6.



(fonte: elaborado pela autora)

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 75), “Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje.”. Assim, a placa foi dimensionada com o espaçamento de 65 centímetros entre nervuras de forma que, quando duas placas se encontrem, o espaçamento entre nervuras consecutivas de placas diferentes também mantenha essa medida, conforme demonstra a figura 7.

Figura 7 – Espaçamento entre nervuras de placas



(fonte: elaborado pela autora)

Dessa forma, a armadura da placa pode ser calculada considerando-a uma viga de seção T, já que o momento fletor solicitante é positivo, comprimindo a mesa e tracionando a nervura.

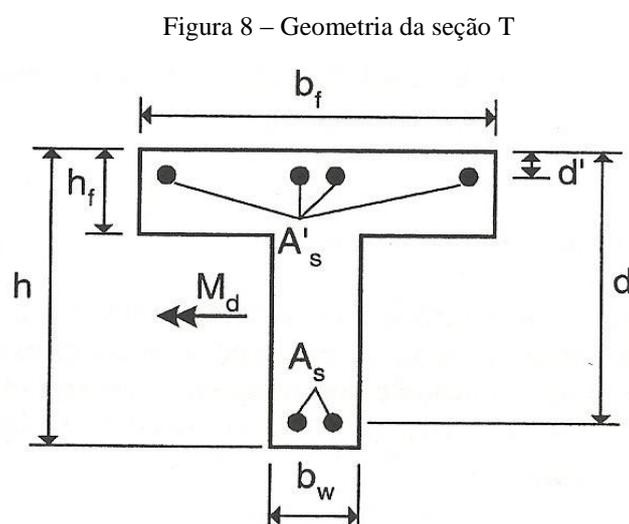
As armaduras para seções T podem ser dimensionadas analogamente às seções retangulares, sendo necessário primeiramente determinar em que domínio estrutural do estado limite último a peça se encontra (ARAÚJO, 2003, p. 110).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122), o domínio 3 é definido como sendo o domínio de flexão simples onde ocorre ruptura do concreto por compressão e o escoamento do aço. Já no domínio 4, a ruptura do concreto também é por compressão, mas não há escoamento do aço, fazendo com que sua capacidade não seja integralmente aproveitada.

Assim, as placas foram dimensionadas no domínio 3, considerando para os cálculos que a placa é normalmente armada e tem armadura simples. Como a viga T possui uma grande área de concreto sofrendo compressão, é admitido que a mesa sozinha consegue absorver a

compressão devida ao momento fletor solicitante (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 148). São empregadas para todo o cálculo de dimensionamento da seção as fórmulas apresentadas por Araújo (2003) e as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para concretos do grupo 1 (com resistência de 20MPa e 50MPa).

Na figura 8 é apresentada a geometria de uma seção T, e definida as principais variáveis utilizadas em seu dimensionamento.



(fonte: ARAÚJO, 2003, p. 109)

Onde:

b_w é a largura da nervura (cm);

b_f é a largura da mesa (cm);

h é a altura total da seção (cm);

h_f é a espessura da mesa (cm);

d é a altura útil da seção (cm);

A_s é a área de armadura tracionada (cm^2);

A_s' é a área de armadura comprimida (cm^2);

d' é a distância do centroide de A_s' até a borda comprimida (cm);

M_d é o momento solicitante de cálculo da seção (kNcm).

O valor da largura colaborante b_f da mesa é dado pelo comprimento total da placa pré-fabricada, e b_w pode ser considerada a soma das larguras das nervuras.

Primeiramente necessita-se calcular a profundidade limite da linha neutra da seção, ou seja, o valor de x_{lim} , que segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) fica restrito ao limite de dutilidade da viga, definido pela fórmula 8 para concretos com resistência menor que 50 MPa. O valor limite entre os domínios 2 e 3 é dado pela fórmula 9:

$$x_{lim} = 0,45d \quad (\text{fórmula 8})$$

$$x_{23} = 0,259d \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

x_{lim} é a profundidade limite da linha neutra (cm);

x_{23} é o limite entre os domínios 2 e 3 (cm);

ϵ_{yd} é a deformação de cálculo de escoamento de aço (2‰);

d é altura efetiva da seção flexionada (cm).

De acordo com Araújo (2003, p. 111):

Utilizando o diagrama retangular o concreto, a seção estará comprimida desde a borda superior até uma profundidade igual a $0,8x_{lim}$. Observa-se que se $h_f \geq 0,8x_{lim}$, apenas a mesa estará comprimida e, neste caso, o dimensionamento é idêntico ao de uma seção retangular com largura b_f e altura h .

Através da fórmula 10 pode-se calcular o momento atuante na seção requerida considerando a placa como uma viga biapoiada:

$$M = q l^2/8 \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

M é o momento solicitante na seção (kNm);

q é a carga linear atuante na placa (kN/m);

l é o vão livre das placas (m).

Através da fórmula 11 pôde-se calcular o momento limite para a seção requerida:

$$M_{dlim} = 0,85 b_f y_{lim} f_{cd} (d - 0,5y_{lim}) \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

M_{dlim} é o momento máximo para seções normalmente armadas (kNcm);

b_f é a largura da mesa (cm);

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm²);

y_{lim} é o valor referente à $0,8x_{lim}$ (cm);

d é altura efetiva da seção flexionada (cm).

Se o momento solicitante de cálculo M_d devido ao grão for inferior ao valor de M_{dlim} , então a hipótese está correta e a seção tem armadura simples. Caso contrário, necessita-se armadura dupla (ARAÚJO, 2003, p. 87).

A área de aço requerida para a seção é dada por:

$$A_s = 0,85 b_f y f_{cd} / f_{yd} \quad (\text{fórmula 12})$$

O valor de y é encontrado pela fórmula 13:

$$y = d \{ 1 - [1 - M_d / (0,425 f_{cd} d^2 b_w)^{1/2}] \} \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

A_s é a área de aço tracionada (cm²);

M_d é o momento solicitante de cálculo da seção (kNcm);

b_f é a largura da mesa (cm);

b_w é a largura da nervura (cm);

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm²);

f_{yd} é a resistência de cálculo à tração do aço (kN/cm²);

y é a posição da linha neutra para a seção da viga em estudo (cm);

d é altura efetiva da seção flexionada (cm).

A taxa mínima de armadura de vigas é dada pela tabela 3, sendo A_c a área da seção estudada.

Tabela 3 – Armadura mínima para flexão de vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$)														
	%														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130)

Para o cálculo dos estribos, a verificação ao corte é realizada como para as lajes. Se a força cortante de cálculo obedecer à fórmula 14, então não é necessária a utilização de armadura transversal. Caso contrário, o cálculo da área de estribos deve ser feito de acordo com o critério das bielas e tirantes utilizados para as vigas:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

V_{sd} é o esforço cortante de cálculo (kN);

V_{Rd1} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kN).

A tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento é dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd1} = \sigma_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) b_w d \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

b_w é a largura da nervura (cm);

$\sigma_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$ (kN/cm²);

f_{ctd} corresponde a $0,7 0,3 (f_{ck})^{2/3} / \gamma_{sc}$ (MPa);

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto (MPa);

γ_{sc} é o coeficiente de segurança para o concreto (1,4);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d)$;

A_{s1} é a área de armadura de tração (cm²);

k é um coeficiente que tem valor 1 para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio, e valor $k = |1,6-d|$ para os demais casos, com d em metros.

5.1.2 Resultados

Com os parâmetros da soja apresentados na tabela 2, foi calculado o empuxo devido aos grãos nas placas pré-moldadas utilizando as fórmulas 2 e 3. Utilizou-se concreto com resistência à compressão de 30 MPa e aço de resistência à tração de 500 MPa.

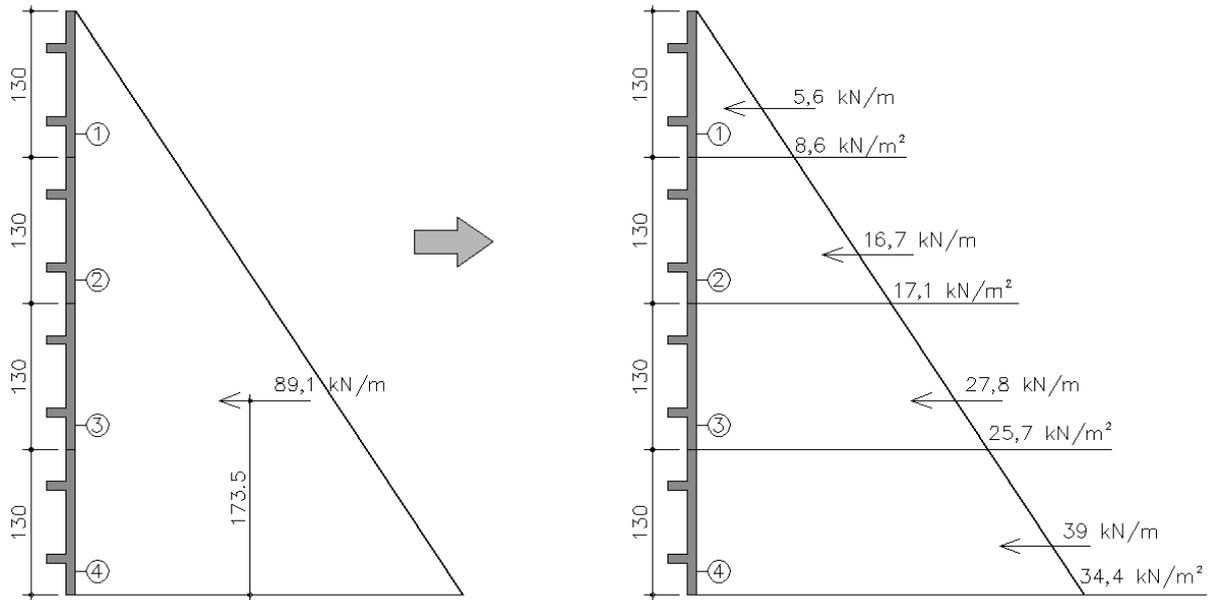
A altura total da parede do armazém é de 5,20 metros, totalizando quatro placas de 1,30 metros. O empuxo nas placas obtido pela fórmula 3 resulta na pressão para a altura total da parede. No entanto, cada placa absorve um valor diferente de carregamento, já que o empuxo apresenta um diagrama triangular de distribuição de pressões. Assim, foi calculado a pressão horizontal para cada placa pela a fórmula 1, obtendo-se os resultados apresentados na tabela 4. Calculou-se, então, o empuxo resultante através da área do trapézio formado pelos grãos na face da placa, como mostra a figura 9.

Tabela 4 – Empuxo dos grãos nas placas

Carregamento devido ao grão			
Placa	z_s (m)	Pressão horizontal (kN/m ²)	Empuxo (kN/m)
1	1,3	8,6	5,6
2	2,6	17,1	16,7
3	3,9	25,7	27,8
4	5,2	34,4	39

(fonte: elaborado pela autora)

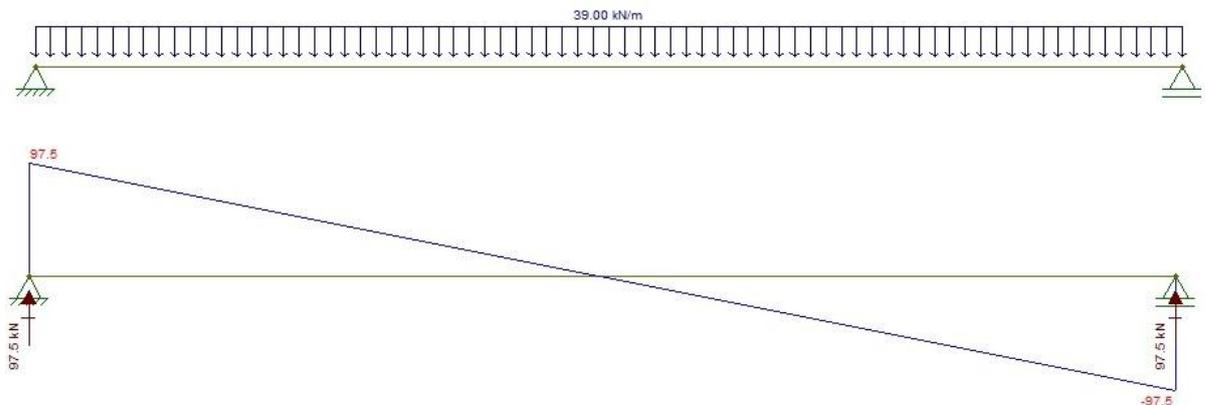
Figura 9 – Distribuição de pressões nas placas



(fonte: elaborado pela autora)

Aplicando a fórmula 10 para cada empuxo resultante, obtém-se o momento máximo em cada placa, demonstrado na tabela 5. Na mesma tabela, também está demonstrado o momento máximo de projeto, obtido multiplicando-se o momento máximo característico pelo coeficiente de majoração do concreto (1,4), e o esforço cortante, que foi obtido simulando o comportamento da placa submetida a carregamentos lineares no programa de análise elástica linear FTOOL (MARTHA, 2012), conforme demonstrado na figura 10.

Figura 10 – Diagrama do esforço cortante na placa 4



(fonte: MARTHA, 2012)

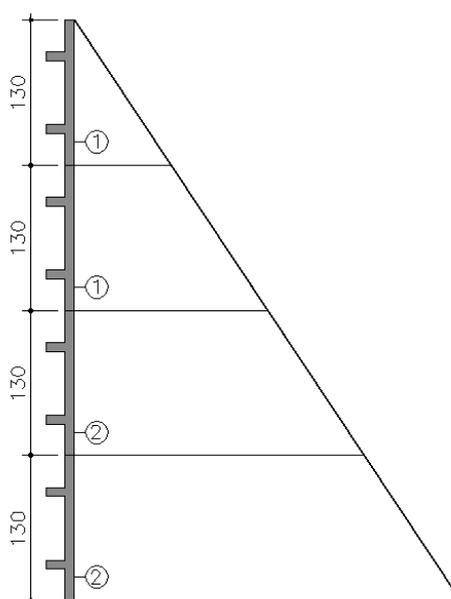
Tabela 5 – Esforços devidos aos grãos nas placas pré-fabricadas

Placa	Empuxo q (kN/m)	Momento máximo M (kNm)	Momento de projeto M_d (kNm)	Esforço de corte V_s (kN)	Esforço de corte V_{sd} (kN)
1	5,6	17,5	24,5	14	19,6
2	1,7	52,1	73,1	41,8	58,2
3	27,8	86,9	121,6	69,5	97,3
4	39	121,9	170,6	97,5	136,5

(fonte: elaborado pela autora)

Para fins de facilidade construtiva e no intuito de otimizar a fabricação das peças, foram escolhidos apenas dois tipos de placas, aplicando-se a área de aço encontrada para a placa 2 nas placas 1 e 2, e a área de aço da placa 4 nas placas 3 e 4. Dessa forma, as placas foram renomeadas conforme a figura 11.

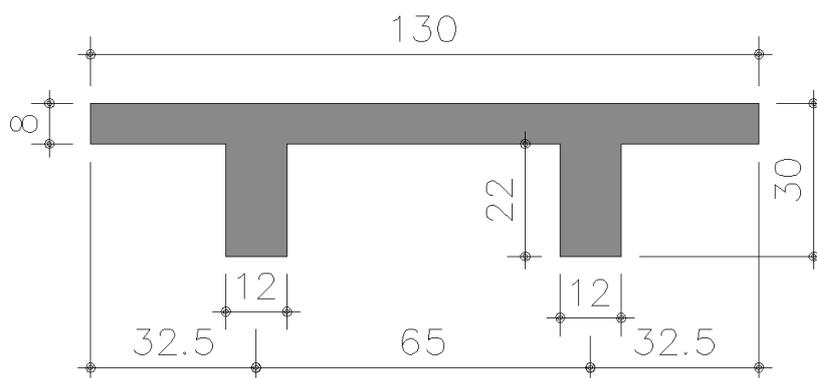
Figura 11 – Identificação das placas



(fonte: elaborado pela autora)

Para o cálculo das armaduras foi necessário definir a geometria da seção transversal da placa pré-fabricada, respeitando as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para a largura mínima da mesa e das nervuras. A figura 12, juntamente com a tabela 6, apresentam a geometria final e os parâmetros necessários para calcular a área de aço necessária.

Figura 12 – Geometria da seção transversal das placas pré-moldadas



(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 6 – Parâmetros para o cálculo das armaduras das placas

Dimensões das placas	
bf [cm]	130
hf [cm]	8
h [cm]	30
d [cm]	26
d' [cm]	4
bw [cm]	24
Vão livre [m]	5

(fonte: elaborado pela autora)

As armaduras de flexão e cisalhamento foram calculadas conforme as equações 11 à 13, considerando a placa como uma viga de seção T. A verificação para os estribos foi feita primeiramente pelo critério de lajes, porém, não passou nas verificações. Assim, foram calculados pelo método da treliça fictícia de Mörsch, através das fórmulas 16 a 22 citadas abaixo, e verificadas através do programa computacional VigaS¹. O resultado foi publicado na tabela 7.

¹ Trabalho não publicado apresentado no Salão de Iniciação Científica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, orientado pelo professor Roberto Domingo Rios.

Tabela 7 – Armadura necessária para as placas pré-fabricadas

Flexão							
Placa	y (cm)	y _{lim} (cm)	Momento de projeto M _d (kNm)	A _{s,min} por nervura (cm ²)	A _s por nervura (cm ²)	A _s por nervura adotado (cm ²)	A _s da mesa adotado
1	1,22	9,4	73,1	1,63	3,31	2 φ 16	tela Q196
2	2,94	9,4	170,6	1,63	7,34	4 φ 16	tela Q196
Cisalhamento – verificação pelo critério de lajes				Cisalhamento – verificação pelo critério das bielas e tirantes			
Placa	V _{sd} (kN)	V _{Rd1}	Verificação V _{sd} ≤ V _{Rd1}	A _{sw,min} (cm ² /m) por nervura	A _{sw} (cm ² /m) por nervura	A _{sw} (cm ²) adotado	
1	58,2	37,0	Não ok!	2,78	0,01	φ 6,3 c/ 15	
2	136,5	37,0	Não ok!	2,78	7,13	φ 6,3 c/ 7,5	

(fonte: elaborado pela autora)

As informações para escolha da telha soldada foram retiradas do catálogo do fabricante AcelorMittal (2009).

Para o cálculo dos estribos, foi utilizado o método da treliça fictícia de Mörsch, verificando a segurança frente ao esmagamento das bielas comprimidas formando 45° em relação à horizontal. A fórmula 16 conduz à área mínima de aço referente ao esforço cortante.

$$A_{sw} / (b_w s \sin\theta) \geq 0,2 f_{ct,m} / f_{yk} \quad (\text{fórmula 16})$$

As condições a serem verificadas simultaneamente são as seguintes:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{fórmula 17})$$

$$V_{sd} - V_c \leq V_{sw} \quad (\text{fórmula 18})$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 19})$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \quad (\text{fórmula 20})$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{yd} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta) \quad (\text{fórmula 21})$$

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos (cm^2/m);

s é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural (cm);

θ é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural ($^\circ$);

b_w é a largura da nervura (cm);

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto (kN/cm^2);

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, dada por $[0,3 (f_{ck})^{2/3}]/10$ (kN/cm^2);

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço (kN/cm^2);

f_{ctd} corresponde a $0,7f_{ct,m}/\gamma_{sc}$ (kN/cm^2);

γ_{sc} é o coeficiente de segurança para o concreto (1,4);

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm^2);

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção (kN);

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN);

$V_c + V_{sw}$ é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal (kN).

O cálculo da força do pelo vento nas placas está apresentado no Apêndice A deste trabalho, e também gera esforços que precisam ser analisados. O momento gerado pelo vento pode ser contrário ao momento gerado pelos grãos, dependendo do ângulo de incidência do mesmo. A situação mais crítica de vento é quando o armazém se encontra vazio, pois a parte solicitada na placa é a mesa, ao contrário de quando o armazém está cheio, onde as partes tracionadas são as nervuras.

Foi calculado, assim, a área de aço necessária para cada força resultante considerando uma viga de seção retangular, concluindo-se que, mesmo para o pior momento gerado, só a armadura mínima para a seção basta para absorver os esforços, conforme mostra a tabela 8. Logo, a tela Q196 adotada para a mesa é suficiente, não sendo necessária armadura adicional.

Tabela 8 – Força resultante devido ao vento nas placas

Força (kN/m)	Momento M_k (kNm)	A_s (cm ²)	A_s adotada (cm ²)
1,88	5,87	1,01	tela Q196
0,27	0,84	1,01	
0,07	0,21	1,01	
0,20	0,63	1,01	
0,74	2,31	1,01	
1,27	3,98	1,01	

(fonte: elaborado pela autora)

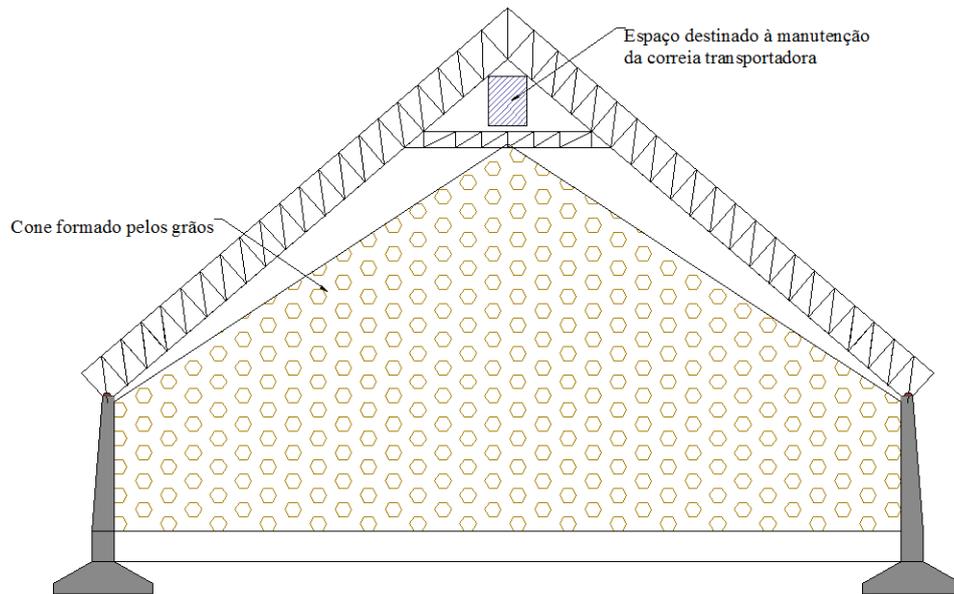
5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A TRELIÇA METÁLICA

No armazém graneleiro em questão, o ângulo de repouso do grão armazenado corresponde a 32 graus, fato que delimita a inclinação da treliça, pois ela acompanha o cone formado pela descarga dos grãos no silo.

Assim, delimitou-se a disposição final das barras ao ângulo de 41 graus, conforme mostra a figura 13. Essa inclinação respeita não somente o ângulo formado pelo volume dos grãos,

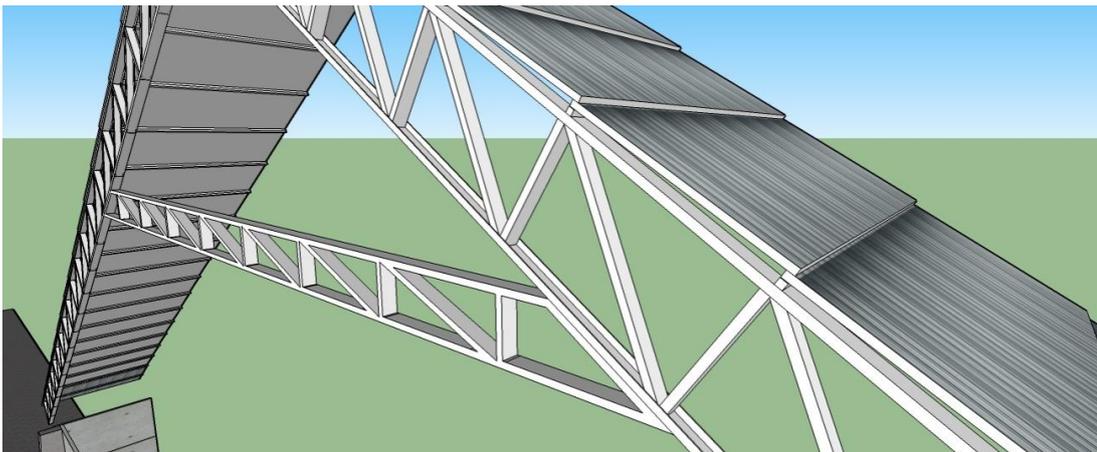
como também a altura necessária para que uma pessoa possa caminhar na correia transportadora para manutenção da mesma. Todas as barras da treliça são formadas por perfis do tipo “U” laminados, como mostra a figura 14.

Figura 13 – Delimitadores para a inclinação da treliça de cobertura



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 14 – Vista das barras da treliça

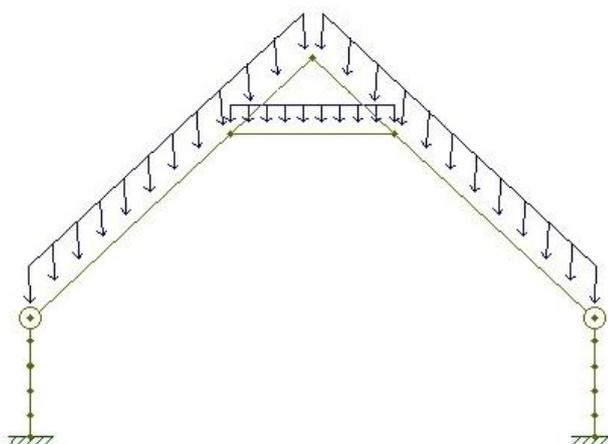


(fonte: elaborado pela autora)

O dimensionamento das barras da treliça à tração e compressão foge ao escopo deste trabalho, sendo somente analisado o modelo a fim de obterem-se os esforços que a treliça causa nos pilares. Para tanto, foi necessário o cálculo das forças permanentes e variáveis que atuam na cobertura, e posteriormente a realização das combinações de ações nos Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Todos estes cálculos estão apresentados no Apêndice A deste trabalho.

Dentre as combinações geradas, a pior combinação para cada ângulo de incidência do vento foi escolhida para encontrar os esforços gerados pela cobertura. Essas solicitações foram encontradas através do *software* de análise elástica linear FTOOL (MARTHA, 2012), simulando um pórtico engastado na base e com rótulas no encontro dos pilares com a cobertura, como o apresentado na figura 15.

Figura 15 – Pórtico simulado no *software* FTOOL



(fonte: MARTHA, 2012)

Segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006), o deslocamento permitido lateralmente para estruturas térreas corresponde a $H/600$, onde H representa a altura total da estrutura. O deslocamento máximo encontrado no topo dos pilares, considerando as combinações frequentes no Estado Limite de Serviço, foi de $D_x = 2,29$ cm na direção horizontal e de $D_y = -0,06$ cm na vertical. O valor limite de deslocamento corresponde a $3,9$ cm, concluindo que o deslocamento sofrido é admissível.

5.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Nesta seção são apresentadas as considerações realizadas para o cálculo e dimensionamento dos pilares. Os efeitos de segunda ordem foram desconsiderados, já que o esforço normal atuante nos pilares deste tipo de estrutura é significativamente menor que o momento fletor atuante.

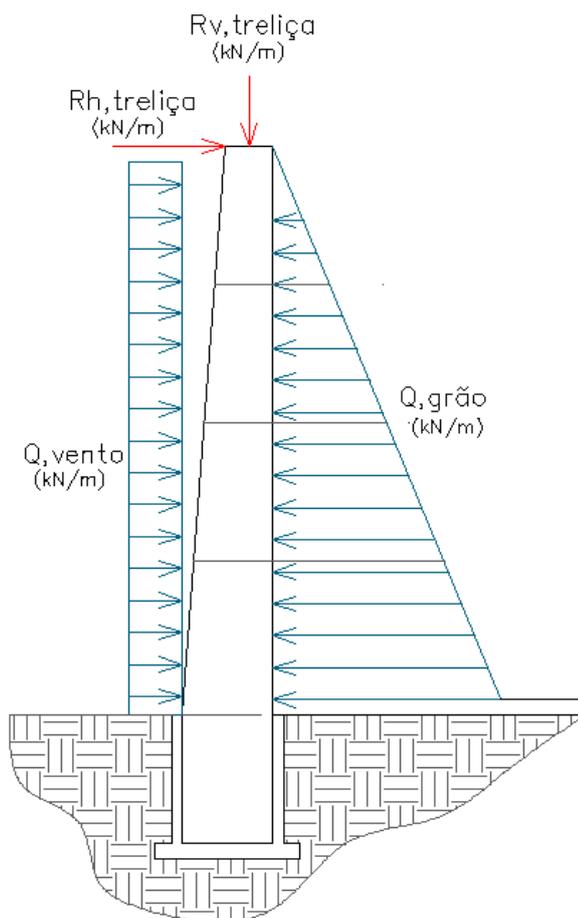
5.3.1 Métodos utilizados

Os pilares de armazéns graneleiros usualmente possuem seção transversal variável, aumentando seu tamanho conforme aumenta o diagrama da pressão exercida pelos grãos. Devido a isso, para realizar seu dimensionamento é necessário dividir o pilar em partes, já que a armadura não é constante ao longo de toda a altura. Para cada seção resultante há um momento e uma força normal solicitante (oriundas do peso próprio do pilar e das reações da cobertura) para quais devem ser determinadas as armaduras correspondentes, ou seja, o dimensionamento é feito por flexão composta normal. O esquema dos esforços atuantes nos pilares pode ser visualizado na figura 16.

A carga devida aos grãos é passada aos pilares através das placas pré-fabricadas de concreto. Assim, para encontrar o momento resultante em cada seção se determinou as reações de cada placa no pilar de apoio.

A carga do vento gerada na estrutura devido à passagem do fluido foi determinada de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 27), sendo seus cálculos apresentados no Anexo A deste trabalho. Neste mesmo Apêndice encontram-se os cálculos para os carregamentos atuantes na cobertura e para as combinações de ações do Estado Limite Último, que resultaram nas reações verticais e horizontais da treliça nos pilares.

Figura 16 – Representação das forças atuantes nos pilares



(fonte: elaborada pela autora)

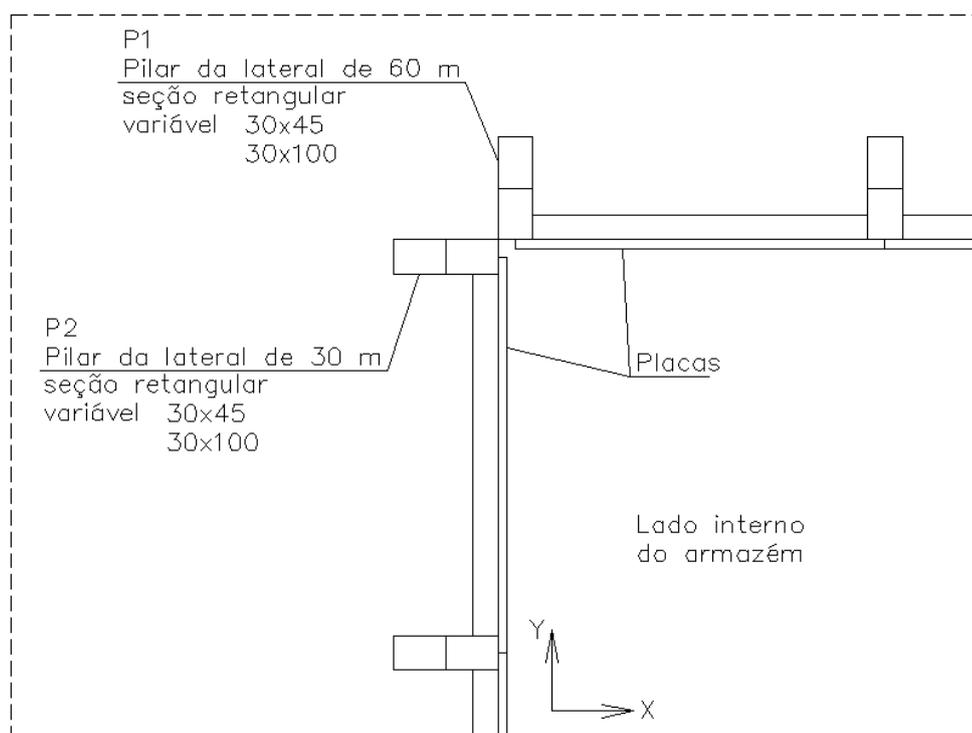
Para os pilares localizados na lateral de sessenta metros do armazém e que formam os pórticos com a cobertura foram calculadas as solicitações simulando, juntamente com as resultantes vertical e horizontal oriundas da cobertura, as seguintes hipóteses:

- a) armazém cheio com vento atuante a 0° e a 90° ;
- b) armazém vazio com vento atuante a 0° e a 90° .

Para as laterais que medem trinta metros, os pilares não recebem as solicitações da cobertura, mas absorvem os esforços de momento devido ao vento atuando na parede de oitão. Para tanto, foi calculada força do vento para essa situação e simulado as situações de armazém cheio e vazio com ventos a 0° e a 90° , como no caso anterior. Foi considerado que estes pilares também são engastados na base, mas a estrutura do oitão apoia-se na treliça de cobertura, sendo necessário um sistema de contravento no dimensionamento do telhado.

Para os cantos do armazém foi adotada uma solução com geometria em L para facilitar a montagem das placas, conforme mostra a figura 17, que apresenta também o detalhe em planta baixa da identificação e geometria dos pilares.

Figura 17 – Planta baixa: identificação e geometria dos pilares



(fonte: elaborado pela autora)

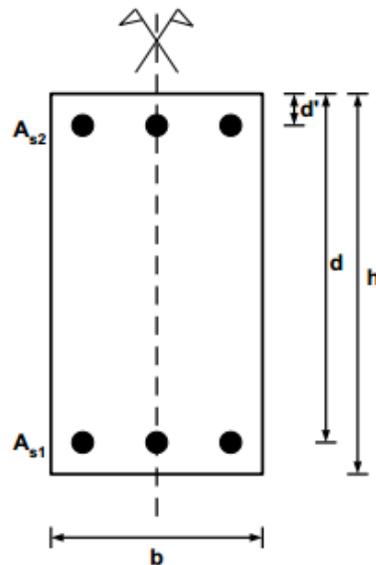
Foi utilizado o programa de dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal² para o cálculo da área de aço necessária para a armadura de flexão, e o método treliça fictícia de Morsch para a armadura transversal resistente ao esforço de corte. Analisando os carregamentos citados anteriormente, observou-se que a sollicitação normal é expressivamente menor do que a sollicitação de flexão sofrida pelo pilar, o que indica o pilar agindo semelhantemente a uma viga engastada em uma das extremidades e livre na outra.

O objetivo do dimensionamento à flexão composta normal é dimensionar as armaduras A_{s1} e A_{s2} , paralelas ao menor lado da seção, demonstradas na figura 18. Elas podem ser simétricas, onde $A_{s1} = A_{s2}$, ou assimétricas, onde $A_{s1} \neq A_{s2}$. Pensando na questão construtiva em obra, a

²Programa desenvolvido pelo Prof. Américo Campos Filho para a disciplina de Concreto Armado II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

vantagem da solução de **armaduras simétricas** está no fato de evitar uma possível inversão de lados das armaduras. Além disso, esta solução conduz à maior economia no caso de solicitações alternadas (CAMPOS FILHO, 2014, p. 19). Foi escolhido, portanto, esta solução para os pilares.

Figura 18 – Posição das armaduras em uma seção de concreto armado submetida à flexão composta normal

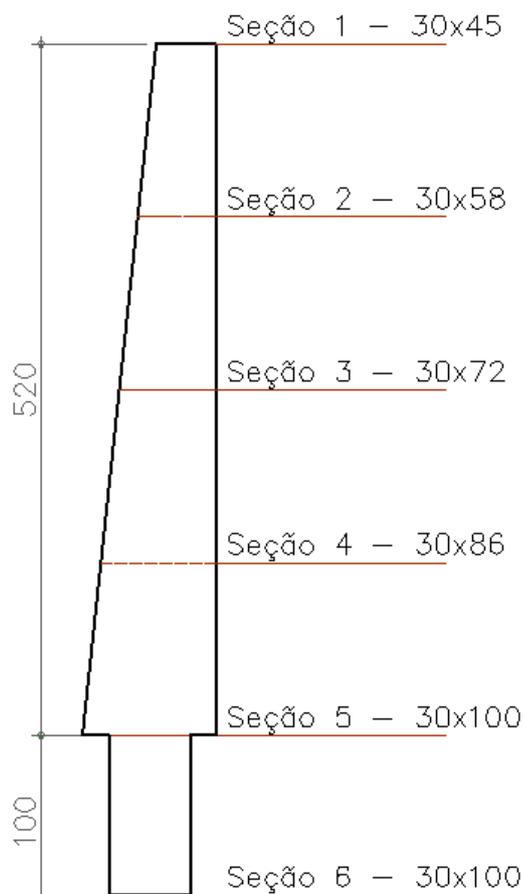


(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 6)

5.3.2 Resultados

Os pilares foram divididos em seis seções ao longo de toda a sua altura, conforme demonstra a figura 19, de forma a escalonar a armadura necessária de acordo com o momento atuante em cada seção.

Figura 19 – Divisão do pilar em seções



(fonte: elaborado pela autora)

A tabela 9 apresenta o resumo dos esforços solicitantes dos pilares, da área de aço necessária para suportar essas solicitações e do diâmetro escolhido para as barras de armadura. O f_{ck} escolhido para os pilares é de 30 MPa.

Para as seções 3, 4, 5 e 6, que possuem altura maior do que 60 cm, foi prevista uma complementar indicada pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132) como tendo valor de 0,10% da área de concreto da seção, resultando em 3 cm² de aço para a seção de 30x100 cm². O diâmetro escolhido para as barras foi de 10 mm com espaçamento de 15 cm.

Tabela 9 – Solicitações nos pilares e área de aço resultante

PILAR: P1		Esforços				Flexão			Cisalhamento	
Seção	Dim. (cm)	Normal (kN)		Cortante (kN)	M (kNm) X	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm ²)	Barras	A_s adotada (cm ²)	A_{sw} (cm ²)	Barras
		Comp.	Tração							
1	30x45	161	2.5	121.6	0	0	0	0	0	0
2	30x58	161	2.5	121.6	133.8	8.7	5 ϕ 16	10	3.48	ϕ 6.3 c/15
3	30x72	161	2.5	205.2	327.8	18.7	10 ϕ 16	20	4.81	ϕ 6.3 c/12.5
4	30x86	161	2.5	344.1	554.2	26.4	14 ϕ 16	28	9.1	ϕ 8 c/10
5	30x100	161	2.5	539.1	1185.4	54.2	18 ϕ 20	56.7	14.3	ϕ 8 c/10 (duplo)
6	30x100	161	2.5	539.1	1724.5	62.11	20 ϕ 20	63	14.3	ϕ 8 c/10 (duplo)
PILAR: P2		Esforços				Flexão			Cisalhamento	
Seção	Dim. (cm)	Normal (kN)		Cortante (kN)	M (kNm) X	$A_{s1}=A_{s2}$ (cm ²)	Barras	A_s adotada (cm ²)	A_{sw} (cm ²)	Barras
		Comp.	Tração							
1	30x45	46	-	99.6	0	0	0	0	0	0
2	30x58	46	-	99.6	117.3	6.8	5 ϕ 16	10	3.48	ϕ 6.3 c/15
3	30x72	46	-	111.5	175.1	8.6	5 ϕ 16	10	3.48	ϕ 6.3 c/15
4	30x86	46	-	290.5	396.3	16.8	9 ϕ 16	18	6.7	ϕ 6.3 c/10
5	30x100	46	-	485.5	767.8	28.36	10 ϕ 20	31.5	12.2	ϕ 8 c/15 (duplo)
6	30x100	46	-	485.5	1111	43.24	14 ϕ 20	44.1	12.2	ϕ 8 c/15 (duplo)

(fonte: elaborado pela autora)

Foi necessário realizar um recorte na seção do pé do pilar, de forma a conseguir um engastamento com a fundação para garantir a transferência dos esforços entre os elementos. O tamanho do recorte foi definido conforme o número de barras existentes na seção, respeitando o espaçamento livre entre as faces das barras de 2 cm, conforme recomenda a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 146), e respeitando também o comprimento necessário de ancoragem, encontrado através das fórmulas 23 e 24, prescritas pela mesma Norma. A tabela 10 apresenta os comprimentos de ancoragem necessários para cada seção dos pilares, sendo que para esse cálculo foi utilizado os parâmetros $A_{s,cal}$ e $A_{s,ef}$ referentes ao pilar 1, já que ele possui maior taxa de aço.

As fórmulas 23 e 24 são:

$$l_{b,nec} = [\alpha_1 \phi f_{yd}/(4 f_{bd})] A_{s,cal}/A_{s,ef} \quad (\text{fórmula 23})$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ct,m}/14 \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

$l_{b,nec}$ é o comprimento de engastamento necessário (cm);

α_1 é tomado como 0,7 devido a presença de gancho;

ϕ é o diâmetro da armadura do pilar (cm);

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço (kN/cm²);

$A_{s,cal}$ é a área de armadura necessária (cm²);

$A_{s,ef}$ é a área de armadura utilizada (cm²)

f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto (kN/cm²);

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, dada por $0,7 \cdot 0,3 (f_{ck})^{2/3}$ (MPa);

η_1 é tomado como 2,25 para barras nervuradas;

η_2 é tomado como 0,7 para situações de má aderência e 1,0 para boa aderência;

η_3 é igual a 1 para barras de diâmetro menor que 32 mm.

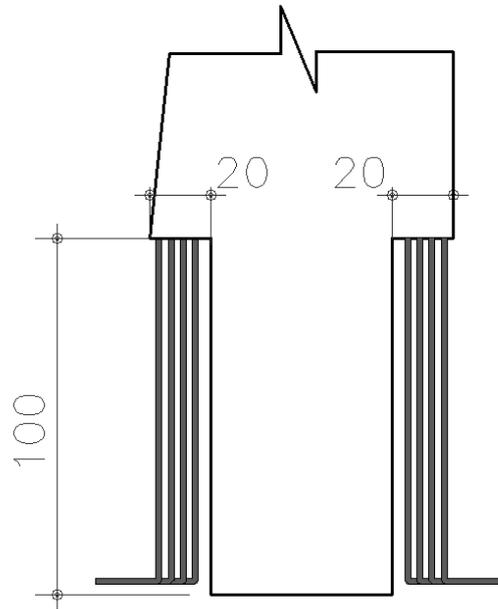
Tabela 10 – Comprimento de ancoragem para a armadura dos pilares

Seção	ϕ (mm)	$l_{b,nec}$ (cm)
1	-	-
2	16	47
3	16	50
4	16	51
5	20	64
6	20	95

(fonte: elaborado pela autora)

O detalhe do recorte está representado na figura 20 a seguir, já o detalhamento completo pode ser visualizado no Apêndice B deste trabalho.

Figura 20 – Detalhe do recorte no pilar



(fonte: elaborado pela autora)

5.4 DISPOSITIVOS DE FIXAÇÃO ENTRE AS PLACAS E OS PILARES

Para fixação das placas nos pilares são utilizados dispositivos chamados chumbadores químicos. Eles funcionam por meio da capacidade de adesão de uma resina química ao material base, no caso, ao concreto. A reação química acontece quando o componente base da resina, ao ser corretamente misturado a um catalisador, inicia o processo de cura, ou seja, o endurecimento, que forma um intertravamento da barra através dos sulcos da rosca (WALSYWA, 2014). A ancoragem por aderência química não produz tensão de expansão no concreto, por isso não exige grandes distâncias entre os furos e as bordas (FISCHER, 2009).

Há inúmeros tipos de dispositivos para fixação no mercado, sendo que a capacidade máxima de sustentação de cada modelo é especificada nos catálogos dos fabricantes dos produtos. Como medida de segurança, recomenda-se a escolha de chumbadores com a bitola maior do que a necessária, já que pode haver corrosão ou falta de manutenção que limite a capacidade dos mesmos.

O tipo escolhido para este projeto é o Chumbador Químico RM, do fabricante Fischer (2009). Ele é composto por uma ampola química RM e por uma barra roscada FTR, com arruela e rosca. A força de cisalhamento atuante no dispositivo é o peso da placa pré-fabricada, já que

ela não possui nenhum outro carregamento vertical. Já a força de tração atuante acontece na situação em que o armazém se encontra vazio, quando apenas a força do vento carrega as placas. Quando o armazém está cheio, o dispositivo é comprimido contra o pilar de concreto, já que ele é fixado no lado interno da estrutura.

O peso de cada placa de concreto é de 19,6 kN. Porém, cada placa será fixada por quatro chumbadores localizados em cada um de seus cantos. Assim, a força cortante em cada parafuso é de **4,9 kN**. Já a maior força de tração, conforme a tabela 8 apresentada anteriormente, é de 1,88 kN/m, o que implica em uma reação em cada chumbador de **2,4 kN** de tração.

O dispositivo que se adéqua as duas condições, considerando a carga recomendada na tabela do fabricante é o RM16. Ele possui o comprimento de barra necessária para juntar a placa ao pilar e dar a ancoragem suficiente. Suas outras características estão especificadas na figura 21. O dispositivo é composto por uma barra roscada FTR 16x250, que possui 16 milímetros de diâmetro e 25 centímetros de comprimento. As características de embutimento e profundidade do furo necessária para a barra estão indicadas na figura 22.

A aplicação correta do aplicativo está representada na figura 23. Deve-se respeitar o tempo de cura indicado no catálogo do fabricante, que varia conforme a temperatura do concreto e as condições de umidade, e também a distância mínima do furo à borda da peça de concreto.

Figura 21 – Características do chumbador químico RM16

Tabela de cargas (Kgf)			Concreto									
Tamanho da Ancoragem			M8		M10		M12		M16		M20	
Profundidade efetiva da ancoragem	hef	[mm]	80		90		110		125		170	
Profundidade do furo	h0≥	[mm]	80		90		110		125		170	
Diâmetro do furo	D0	[mm]	10		12		14		18		25	
Torque Requerido		[Nm]	≤ 10		≤20		≤40		≤60		≤120	
Carga última			gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4
Tração - Concreto ≥ C20/25		[Kgf]	1.900*	2.560*	3.020*	4.060*	4.380*	5.040	8.010	8.010	12.740*	12.800
Tração - Concreto ≥ C50/60		[Kgf]	1.900*	2.560*	3.020*	4.060*	4.380*	5.900*	8.160*	10.410*	12.740*	16.640
Cisalhamento - Concreto ≥ C20/25		[Kgf]	1.140*	1.540*	1.810*	2.440*	2.630*	3.540*	4.900*	6.590*	7.640*	10.290*
Carga recomendada			gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4	gvz	A4
Tração - Concreto ≥ C20/25		[Kgf]	830	830	1.170	1.170	1.720	1.720	2.610	2.610	4.440	4.440
Tração - Concreto ≥ C50/60		[Kgf]	910	980	1.290	1.290	2.100	2.240	3.390	3.390	5.770	5.770
Cisalhamento - Concreto ≥ C20/25		[Kgf]	540	590	860	930	1.250	1.350	2.330	2.520	3.640	3.930

*Falha do Aço, válido para Barras fischer FTR com Aço Grau 5.8 e A4 (Aço Inox AISI316)

(fonte: adaptado de FISCHER, 2009)

Figura 22 – Características das barras FTR 16x250

Barra Roscada FTR (Aço Grade 5.8)							
Tipo	Código	Diâmetro da Rosca	Comprimento total da Barra (mm)	Profundidade Mínima do Furo (mm)	Espessura máxima a fixar (mm)	Tamanho da Chave de aperto	Quantidade na Caixa (pçs)
FTR 8x110	45809	8	110	80	13	13	10
FTR 10x130	45810	10	130	90	20	17	10
FTR 10x165	52248	10	165	90	57	17	10
FTR 12x160	45812	12	160	110	25	19	10
FTR 12x220	52255	12	220	110	90	19	10
FTR 16x190	45813	16	190	125	35	24	10
FTR 16x250	52256	16	250	125	98	24	10
FTR 20x260	45814	20	260	170	65	30	10
FTR 22x255	52257	22	255	190	60	32	10
FTR 24x300	45815	24	300	210	65	36	5
FTR 30x380	45816	30	380	280	65	46	5

(fonte: FISCHER, 2009)

Figura 23 – Instruções de aplicação para chumbadores químicos



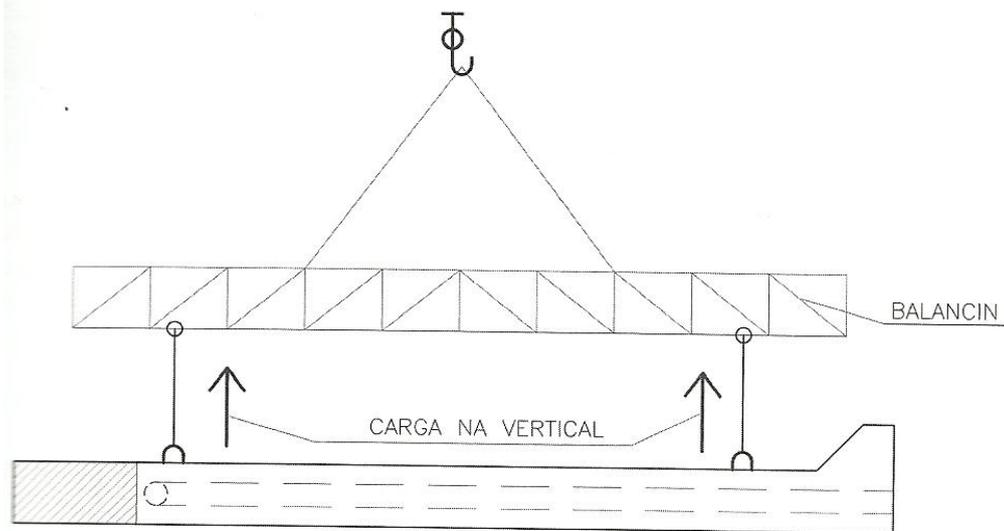
(fonte: WALSYWA, 2014)

5.5 ALÇAS DE IÇAMENTO

Um dos principais problemas das soluções em pré-fabricados é o transporte dos componentes. Os esforços solicitantes, no momento de içar, podem ser diferentes daqueles considerados para projetar a peça, surgindo momentos negativos, por exemplo, onde antes havia apenas momentos positivos, cabendo à peça resistir tais solicitações, assim como os dispositivos de içamento.

Para o cálculo das alças, foi considerado que as peças são içadas com a carga na vertical, ou seja, é utilizado um dispositivo chamado de balancim para garantir a verticalidade, como mostra a figura 24.

Figura 24 – Içamento através de balancim



(fonte: MELO, 2004, p. 203)

Sabendo que o peso da placa é de 19,6 kN, que possui duas alças e que cada uma delas suporta metade da carga, considerou-se coeficiente de segurança igual a **4** para calcular a resistência da alça (EL DEBS, 2000), resultando em uma força total de **39,2 kN** por alça.

De acordo com El Debs (2000), é comumente utilizado aço CA25 para estes dispositivos (encontrado comercialmente como barras lisas) devido à falta de ductilidade das barras de aço CA50 e CA60. O diâmetro necessário da alça, segundo o mesmo autor, pode ser encontrado pela fórmula 25, resultando em um diâmetro de 16 mm neste caso:

$$Fd = \frac{\pi\phi^2}{4} \cdot f_{yd} \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

F_d é a força de projeto aplicada na alça (kN);

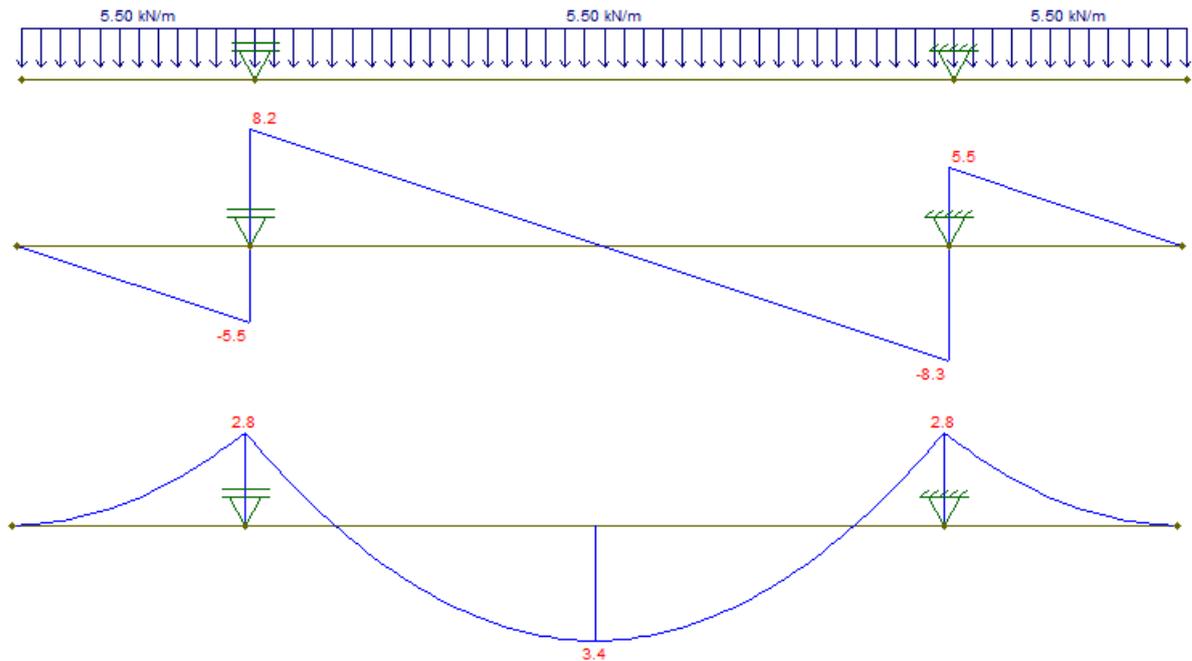
f_{yd} é a tensão de cálculo de escoamento do aço (kN/cm²);

ϕ é o diâmetro da barra (cm).

Para o comprimento de ancoragem necessário da alça, foram utilizadas as fórmulas 22 e 23, resultando em um valor de **42 cm**.

Quanto ao momento e esforço cortante gerados no transporte, foi simulada a hipótese considerando que, durante o içamento das placas, apenas o peso próprio está atuando. A figura 25 apresenta os esforços gerados durante este processo.

Figura 25 – Esforço cortante e momento fletor nas placas na hipótese de içamento



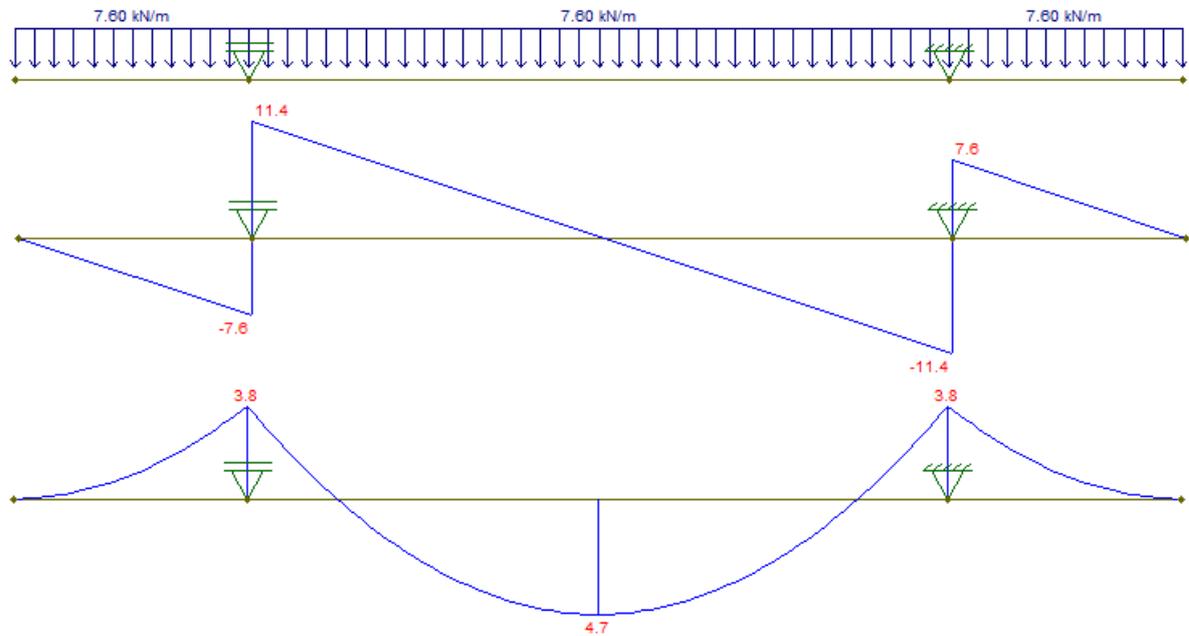
(fonte: MARTHA, 2012)

Calculando a armadura necessária para o momento máximo positivo e o máximo negativo, assim como para o cortante máximo, chegou-se ao resultado de armadura mínima para todos os casos, concluindo que a armadura existente na placa já é suficiente para absorver os esforços de içamento.

Para os pilares, repetiu-se o mesmo procedimento, considerando uma carga por alça de **65,6 kN**, já majorada pelo coeficiente de segurança igual a 4. Assim, utilizando a fórmula 24 chegou-se a um diâmetro necessário para as alças dos pilares de 20 mm, o que não é permitido pela NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 12), adotando-se, então, quatro alça de 16 mm.

Foi simulado somente o peso próprio atuando nos pilares durante o seu içamento, e analisado os momentos e esforços cortantes resultantes, demonstrados na figura 26. Concluiu-se, assim como para as placas, que a armadura existente é suficiente para resistir aos esforços.

Figura 26 – Esforço cortante e momento fletor nos pilares na hipótese de içamento



(fonte: MARTHA, 2012)

As alças foram posicionadas conforme o centro de gravidade das peças, de forma que, ao serem içadas, fiquem no prumo e facilitem a montagem.

5.6 DIMENSIONAMENTO DO PISO DE CONCRETO

O piso plano adotado para o projeto está sujeito a cargas concentradas móveis, devido aos veículos em circulação, e a cargas distribuídas, como o peso dos grãos estocados. Todas as equações adotadas para este dimensionamento foram retiradas de Rodrigues (2010).

5.6.1 Carga móvel

Para dimensionar uma placa de concreto armado devido a cargas móveis deve-se conhecer o tipo de veículo que circulará sobre ela, além de:

- a carga no eixo do veículo, que é dada pela soma do peso próprio com a carga útil que o caminhão consegue transportar (P);
- se a rodagem é simples ou dupla;
- a pressão de enchimento dos pneus (q_e);

d) a resistência à tração na flexão do concreto (f_{ctmk}).

Primeiramente é necessário encontrar a carga atuante no pneu (P_r), que é dada pela divisão da carga P pelo número de rodas por eixo do veículo. Assim, através da relação entre P_r e a pressão de enchimento dos pneus, dada em P_a , encontra-se a área A_{cont} de contato efetivo dos pneus:

$$A_{cont} = P_r/q_e \quad (\text{fórmula 26})$$

Precisou-se determinar o raio da área de contato do pneu com o pavimento, dada pela fórmula 27:

$$r = \sqrt{\frac{A_{cont}}{\pi}} \quad (\text{fórmula 27})$$

O momento fletor resultante na placa depende do tipo de rodado do veículo. Para o rodado duplo, o momento é dado pela fórmula 28:

$$M_{\text{piso}} = \frac{P_r \left(1 + \frac{2I_c - S_d}{2I_c}\right)}{6 \left(1 + \frac{2r}{I_c}\right)} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

P_r é a carga por roda do veículo (MN);

r é o raio da área de contato do pneu com a placa de concreto (m);

I_c é o raio de rigidez da placa de concreto (m)

S_d é a distância entre rodas, conforme figura 27 (m);

M_{piso} é momento resultante no piso de concreto devido às cargas móveis (MNm).

Figura 27 – Distância entre rodas



(fonte: RODRIGUES, 2010, p. 59)

Para o cálculo de I_c é necessário arbitrar uma altura inicial para a placa de concreto (h_{placa}), que será confirmada se é adequada ou não ao final do dimensionamento. A fórmula 29 indica o cálculo do raio de rigidez do concreto.

Com o valor do momento encontrado, determina-se a espessura da placa de concreto através da fórmula 30, que deve ser menor ou igual da altura arbitrada inicialmente. A armadura distribuída ajuda a controlar as fissuras, pois controla a retração do concreto, e permite a utilização de placas de concreto de grandes dimensões. Quanto maior o valor da taxa de armadura, menor a ocorrência de fissuras (RODRIGUES, 2010, p. 61). Para a armadura usualmente são adotadas telas soldadas de aço CA60, podendo-se utilizar, portanto, a fórmula 31 para cálculo da área de aço necessária.

As fórmulas são:

$$I_c = \left(\frac{E_c h_{placa}^3}{12(1 - \nu^2)k} \right)^{0,25} \quad (\text{fórmula 29})$$

$$h_{placa} = \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\sigma_{adm}}} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$A_{s,placa} = \frac{f L h_{placa}}{333} \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde:

I_c é o raio de rigidez da placa de concreto (m);

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, dado pela fórmula 33 (MPa);

ν é o coeficiente de Poisson do concreto, tomado como 0,2 segundo a NBR 6118;

k é o coeficiente de recalque do solo abaixo da placa (MPa/m)

h_{placa} é a espessura da placa de concreto, utilizada em metros para o cálculo do I_c e em centímetros para o cálculo da área de aço;

M_{piso} é o momento resultante na placa de concreto (kNm);

σ_{adm} é a tensão de tração admissível do concreto, dado pela fórmula 32;

f é o coeficiente de atrito entre a placa e o solo, geralmente adotado entre 1,5 e 2,0;

L é o comprimento da placa de concreto (m);

$A_{s,placa}$ é a área de armadura resultante para tela soldada com aço CA60 (cm²/m).

As fórmulas 32 e 33 são:

$$\sigma_{adm} = [0,7 \ 0,3 (f_{ck})^{2/3}] / \gamma_{sc} \quad (\text{fórmula 32})$$

$$E_c = \alpha_a \ 5600 (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

f_{ck} é a resistência à compressão do concreto (MPa);

σ_{adm} é a tensão de tração admissível do concreto (MPa);

γ_{sc} – coeficiente de segurança para o concreto, tomado como 1,4;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto (MPa);

α_a é um coeficiente que depende da característica do agregado utilizado no concreto, tomado como 1 para granito.

5.6.2 Carga uniformemente distribuída

No armazém em questão, não há carregamento distribuído por toda a dimensão do piso, havendo áreas livres à pressão dos grãos. Utilizando a altura de placa arbitrada no início do dimensionamento, pode-se calcular o máximo carregamento que a placa pode resistir, considerando que o carregamento distribuído gera deformações no solo logo abaixo ao maciço de concreto que causam mudança na curvatura da linha elástica da placa na área descarregada, gerando momentos negativos e, conseqüentemente, tração no topo do maciço (RODRIGUES, 2010, p. 62). Portanto, a máxima tensão admissível na placa é dado pela fórmula 34:

$$q_{adm} = 1,03 \sigma_{adm} \sqrt{h_{placa} k} \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

q_{adm} é o máximo carregamento distribuído suportado pela placa de concreto (kN/m²);

k é o coeficiente de recalque do solo abaixo da placa, obtido através de ensaios geotécnicos para o solo do local da construção do armazém graneleiro (MPa/m);

h_{placa} é a espessura da placa de concreto (cm);

σ_{adm} é a tensão de tração admissível do concreto, dada pela fórmula 31 (MPa).

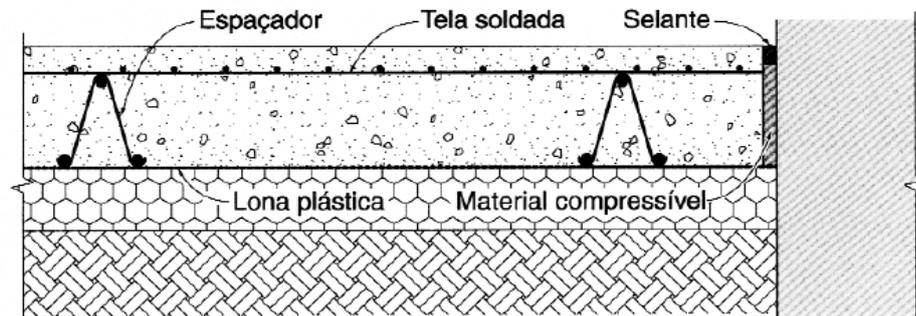
Se o máximo carregamento admissível for superior ao valor de projeto, ou seja, ao carregamento realmente atuante no piso, a altura da placa arbitrada está adequada. Caso contrário, deve-se aumentar a espessura de concreto. Geralmente, ainda que a placa passe por essa verificação, utilizam-se telas soldadas no topo da placa a fim de evitar o aparecimento de fissuras no concreto.

5.6.3 Juntas

Segundo Rodrigues (2010, p. 69), o piso deve trabalhar independente dos outros componentes estruturais, sendo necessário, portanto, prever juntas de encontro em pilares e paredes, conforme mostra a figura 28.

O piso armado, mesmo que não estruturalmente, permite placas maiores do que pisos de concreto simples, chegando a 30 metros de comprimento por 5 metros de largura. Porém, o tamanho é estabelecido baseado na geometria do armazém e na interferência com outros componentes do projeto, dando liberdade ao projetista para racionalizar a execução do piso (RODRIGUES, 2010, p. 71).

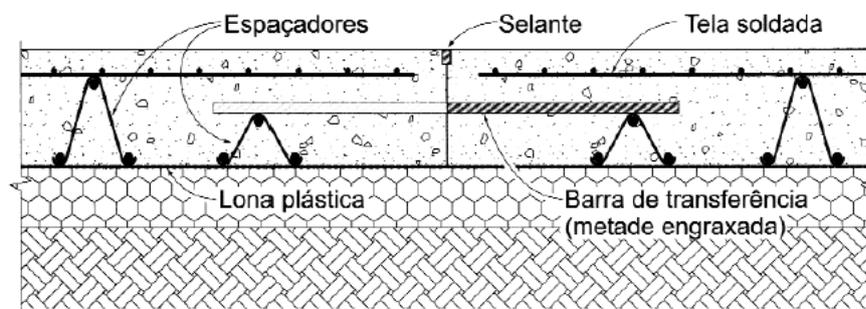
Figura 28 – Representação das juntas de encontro



(fonte: RODRIGUES, 2010, p. 72)

Ainda segundo o autor, quando há tráfego de veículos sobre as juntas, devem-se empregar barras de transferências de cargas, sendo que um de seus lados não deve aderir ao concreto para que possam se movimentar e absorver os efeitos da retração, sendo previsto lubrificação por graxa ou um dispositivo conhecido como luva plástica tamponada, localizado na extremidade da barra, que tenha uma folga de pelo menos vinte milímetros para movimentação. As barras estão representadas na figura 29.

Figura 29 – Representação das barras de transferência



(fonte: RODRIGUES, 2010, p. 71)

As barras podem ser dimensionadas conforme a tabela 11. Segundo o catálogo da AcelorMittal (2010), as barras são fabricadas em aço CA25 e são comercializadas no tamanho padrão de cinquenta centímetros, prontas para uso.

Tabela 11 – Barras de transferência

Espessura da placa de concreto (cm)	Diâmetro da barra de transferência (mm)
8	10
10	12.5
12.5	16
15	20
20 a 22.5	25
25 a 30	32

(fonte: ACELORMITTAL, 2010)

5.6.4 Resultados

Foi utilizado o valor de peso máximo por eixo de roda de 30 toneladas, peso máximo permitido por eixo pela Resolução n.210 da Secretaria Nacional de Trânsito (DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO, 2006). O valor de pressão de enchimento do pneu adotado foi de 0,7 MPa e uma distância entre rodas de 45 centímetros (RODRIGUES; CASSARO, 1998). As fórmulas 25 a 32 foram aplicadas utilizando-se os dados disponibilizados na tabela 12.

Tabela 12 – Dados para dimensionamento do piso de concreto

DADOS			
Pr [MN]	0,3	n	0,2
q [MPa]	0,7	k [MPa/m]	44
n. rodas	12	σ_{adm} [MPa]	1,45
P_r [MN]	0,025	f	1,5
h_{placa} [m]	0,15	L [m]	30
h_{placa} [cm]	15	S_d [m]	0,45
$E_{concreto}$ [MPa]	14083,3		
f_{ck} [MPa]	30		

(fonte: elaborado pela autora)

O valor do parâmetro k , que indica o coeficiente de recalque do solo abaixo da placa de concreto foi estimado, já que não foi possível a obtenção de ensaios geotécnicos do local da obra para este trabalho. Foram testados diferentes valores para o parâmetro, variando uma faixa de valores entre 16 MPa e 60 MPa (RODRIGUES; CASSARO, 1998, p. 10). O resultado mostrou que a variação de k influencia na altura final da placa de concreto, sendo que quanto maior o valor de k , menor é a espessura resultante. Para este caso, a variação de k na faixa especificada significou uma variação em torno de um centímetro, conforme mostra a tabela 13. Assim, foi escolhida uma altura de placa que abrangesse esses dois valores.

Tabela 13 – Valores de altura para a placa conforme o parâmetro k

k [MPa/m]	h_{placa} [cm] (mínimo)
16	14
60	13

(fonte: elaborado pela autora)

O carregamento atuante devido à carga distribuída foi considerado como o peso dos grãos armazenados por metro quadrado, obtido considerando o volume do sólido geométrico de base retangular formada pelo conjunto de grão no interior do armazém, demonstrado na fórmulas 35:

$$q = V_{ol,p} \gamma / A_b \quad (\text{fórmula 35})$$

Onde:

$V_{ol,p}$ é o volume do polígono (m^3);

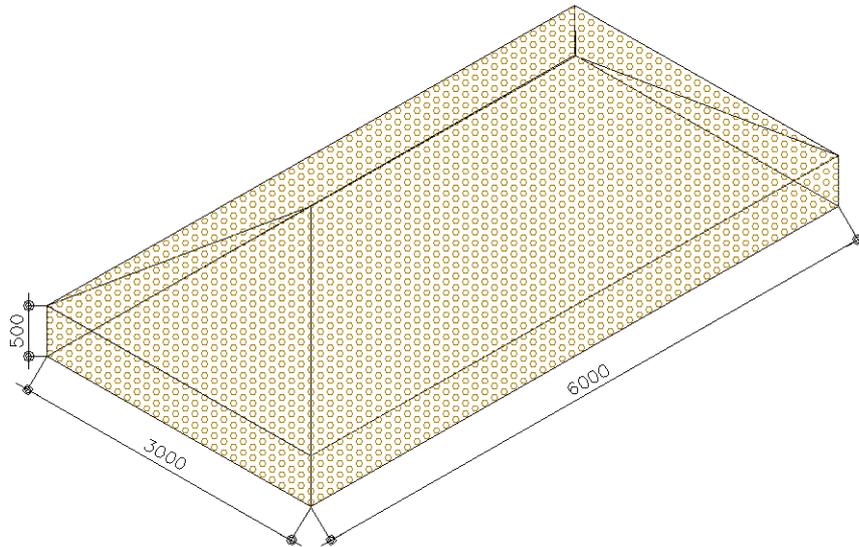
A_b é a área da base do armazém (m^2);

γ é o peso específico da soja (kN/m^3);

q é o carregamento distribuído atuante na placa (kN/m^2).

O sólido geométrico e suas dimensões pode ser visualizada na figura 30.

Figura 30 – Sólido geométrico formado pelos grãos



(fonte: elaborado pela autora)

Utilizando a fórmula 35, chegou-se ao valor de 37,38 kN/m² atuando na placa, já majorado pelo coeficiente com valor de 1,4. Os resultados referentes aos carregamentos tanto da carga móvel quanto da carga distribuída e à área de aço necessária estão demonstrados na tabela 14.

Tabela 14 – Resultado do dimensionamento do piso para a carga móvel

CARGA MÓVEL					
Área de contato efetiva do pneu A_c [m ²]	Raio da área de contato r [m]	Raio de rigidez da placa I_c [m]	Momento Solicitante M_{piso} [kNm]	Verificação da altura da placa h_{placa} [m]	$A_{s,\text{placa}}$ [cm ² /m]
0,036	0,107	0,553	4,79	0,13	2,027

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 14 – Resultado do dimensionamento do piso para a carga distribuída

CARGA DISTRIBUÍDA	
q_{adm} [kN/m ²]	q atuante [kN/m ²]
46,42	37,38 < q_{adm} Ok!

(fonte: elaborado pela autora)

A área de aço necessária encontrada foi de 2,03 cm²/m, sendo, portanto, escolhidas telas metálicas de aço CA60 do tipo Q246 para absorver os esforços.

Segundo Rodrigues (2010), as placas de concreto armado podem chegar a 30 metros de comprimento por 5 metros de largura. Neste projeto foram adotadas placas de 30x5 metros quadrados, sendo necessário, portanto, a previsão de barras de transferência entre elas, já que há tráfego de veículos pesados sobre as juntas.

As barras adotadas possuem diâmetros de 20 mm, conforme mostra a tabela 11 para placas de 15 cm. O espaçamento adotado entre barras consecutivas foi de 30 centímetros, sendo posicionadas no ponto médio da placa e aplicadas em toda a extensão da junta (ACELORMITTAL, 2010). Ainda segundo o fabricante, deve-se aplicar uma camada leve de graxa em 60% de seu comprimento, ou seja, em 30 cm da barra, para que ela se movimente longitudinalmente no concreto.

5.7 LIGAÇÃO PILAR X FUNDAÇÃO

Para garantir o engastamento do pilar pré-fabricado no bloco ou na sapata de fundação, são utilizados elementos chamados de cálice ou pedestal. Eles são dimensionados da mesma forma que os consoles de concreto e, segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 18) há um comprimento mínimo de embutimento do pilar na fundação para assegurar que haverá o engaste necessário. Esse comprimento depende da rugosidade da parede do cálice e da relação entre o momento fletor e esforço normal atuante.

No caso de um armazém graneleiro, o momento fletor nos pilares é expressivamente maior do que o esforço normal, enquadrando-se na seguinte expressão:

$$L_{emb} \geq 2,0h_t \quad \text{para } M_k / (N_k h_t) \geq 2,00 \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde:

h_t é a dimensão paralela ao plano de ação do momento fletor M_k (cm);

M_k é o momento fletor atuante (kNcm);

apenas uma armadura de montagem, que corresponde à armadura mínima, é necessária. É importante deixar espaço suficiente entre as faces do pilar e as paredes do cálice para garantir que durante o enchimento com concreto haja um preenchimento total do espaço vazio, deixando também o espaçamento necessário também assegurar para a passagem do vibrador.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso teve como objetivo praticar os conceitos e expandir os conhecimentos adquiridos na área de estruturas durante o curso de graduação em Engenharia Civil. Realizar o projeto de um armazém graneleiro proporcionou o reconhecimento de como bem organizado e detalhado deve ser um projeto realizado com peças pré-fabricadas de concreto, exigindo do projetista um bom planejamento.

Se comparado com a quantidade de grãos produzidos anualmente no Brasil, a capacidade de armazenamento no País está abaixo da ideal. As estruturas de armazenamento construídas, principalmente em pequenas propriedades rurais, muitas vezes não são corretamente dimensionadas, causando perdas na produção devido à infiltração de água ou fissuras dos elementos da estrutura.

Por isso, é de extrema importância que o projeto estrutural seja bem feito, assim como a compatibilização com o projeto de fundações e cobertura, a fim de garantir que a estrutura ao todo trabalhe corretamente e não apresente patologias. O diálogo entre os responsáveis pelo projeto da cobertura, pelo projeto de fundações e pelo projeto estrutural é indispensável para proporcionar ao cliente uma obra com qualidade e durabilidade.

Neste trabalho foram apresentadas as etapas que compõem a elaboração de um projeto estrutural de armazém graneleiro, indicando os métodos para o cálculo e dimensionamento dos componentes estruturais como placas, pilares e piso armado, levando em consideração as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas e, em determinados momentos, fazendo uso da experiência de projetistas através de sugestões. A partir das etapas executadas, puderam-se alcançar os objetivos iniciais do trabalho. O detalhamento dos componentes estruturais foi apresentado no Apêndice B.

REFERÊNCIAS

ACELORMITTAL. **Aços longos**: telas soldadas nervuradas. [S. l.], 2009. Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/telas_belgo/pdf/telas_belgo.pdf>. Acesso em 12 out. 2014.

_____. **Aços longos**: barras de transferência. [S. l.], 2010. Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/barras_transferencia/pdf/barras_transferencia.pdf>. Acesso em 12 out. 2014.

ALVES, V. **Análise e dimensionamento de silos de concreto**: desenvolvimento de um programa computacional. 2001. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

ANDRADE JÚNIOR, L. J.; CALIL JÚNIOR, C. A ação do vento em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 41, p. 129-155, 2007. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee41_129.pdf>. Acesso em 7 maio 2014.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2003. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA. **Telhas de aço**: manual técnico. São Paulo, 2009. Disponível em: <http://www.fau.usp.br/cursos/graduacao/arq_urbanismo/disciplinas/aut0186/Manual_tecnico_telhas_aco.pdf>. Acesso em 28 set. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. Errata em 2013.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

CAMPOS, G. M. **Recomendações para o projeto de cálices de fundação**. 2010. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós Graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**. Porto Alegre, 2014. Apostila da disciplina de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/solicitacoes_normais.pdf>. Acesso em 1 jun. 2014.

CHODOUNSKY, M. A.; VIECILI, F. A. **Pisos industriais de concreto**: aspectos teóricos e executivos. São Paulo: Reggenza, 2007.

COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. **Mapa da capacidade estática**.

Brasília, 2014a. Disponível em:

<<http://sisdep.conab.gov.br/capacidadeestatica/>>³. Acesso em 21 maio 2014.

_____. Safra 2013/14. **Acompanhamento da safra brasileira de grãos**, Brasília, v. 1, n. 8, p. 1-92, maio 2014b. Disponível em:

<http://conab.gov.br/OlalaCMS/uploads/arquivos/14_05_08_10_11_00_boletim_graos_mai_2014.pdf>. Acesso em: 21 maio 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução n. 210**. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres e dá outras providências. Brasília, DF, 2006. Disponível em:

<<http://www.denatran.gov.br/resolucoes.htm>>⁴. Acesso em: 24 ago. 2014.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. São Carlos: EESC-USP, 2000.

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

FAORO, V. **Modelagem e simulação 3D de armazéns graneleiros com aeração**. 2014. 84 f. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática) – Programa de Pós-Graduação em Modelagem Matemática, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2014. Disponível em:

<http://bibliodigital.unijui.edu.br:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/2162/vanessa_faoro_disserta%C3%A7ao.pdf?sequence=1>. Acesso em 1 jun. 2014.

FISCHER. **Sistemas de fixação**: chumbadores químicos. São Paulo, 2009. Disponível em: <http://www.fischerbrasil.com.br/PortalData/5/Resources/fixing_systems/productonline_catalogue/chemicalfixings/_documents/Catalogue_Chemical_Anchors.pdf>. Acesso em 12 out. 2014.

GERDAU. **Catálogo de barras e perfis**. São Paulo, 2009. Disponível em:

<<http://www.acobril.com.br/wp-content/uploads/2014/01/catalogo-barras-e-perfis-gerdau.pdf>>. Acesso em 28 set. 2014

GOMES, F. C.; CALIL JÚNIOR, C. Estudo teórico e experimental das ações em silos horizontais. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 7, n. 24, p. 35-63, 2005. Disponível em:

<http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee24_33.pdf>. Acesso em: 7 maio 2014.

³ estando no site <<http://sisdep.conab.gov.br/capacidadeestatica/>>, preencher o campo <Tipo de Relatório> com a opção <Mapa da Capacidade Estática>, e o campo <Código de Segurança> com o código indicado no site. Após, clique em <consultar>.

⁴ estando no site <<http://www.denatran.gov.br/resolucoes.htm>>, procurar na tabela indicada na página pela Resolução n. 210.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. [**Censo agropecuário: conceituação das características divulgadas**]. Rio de Janeiro, 1996. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/economia/agropecuaria/censoagro/1995_1996/conceitos.shtm>. Acesso em: 17 maio 2014.

_____. [**Bagé: quantidade produzida de soja em grão**]. Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/cartograma/mapa.php?lang=&coduf=43&codmun=430160&idtema=123&codv=v131&search=rio-grande-do-sul|bage|sintese-das-informacoes-2012>>. Acesso em: 2 abr. 2014.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1.

MARTHA, L. F. FTOOL: programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas, versão 3.0. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. *Software* do comportamento de estruturas. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>. Acesso em: 5 ago. 2014.

MELO, C. E. E. (Org.). **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. São Paulo: Pini, 2004.

PUZZI, D. **Abastecimento e armazenagem de grãos**. Campinas: Instituto Campineiro de Ensino Agrícola, 1986.

RODRIGUES, P. P. F. **Manual de pisos industriais: fibras de aço e protendido**. São Paulo: Pini, 2010. 1 CD-ROM.

RODRIGUES, P. P. F.; CASSARO, C. F. **Pisos industriais de concreto armado**. São Paulo, [s. n.], 1998.

SAFARIAN, S. S.; HARRIS, E. C. **Desing and construction of silos and bunkers**. New York: Van Nostrad Reinhold, 1985.

SCALABRIN, L. A. **Dimensionamento de silos metálicos para armazenagem de grãos**. 2008. 158 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/15834/000691236.pdf?...1>>. Acesso em: 24 maio 2014

WALSYWA. **Fixação para a construção civil**. São Paulo, 2014. Disponível em: <<http://www.walsywa.com.br/pdf/Catalogo-Web.pdf>>. Acesso em: 12 out. 2014.

**APÊNDICE A – Cálculo das forças atuantes na cobertura metálica, da
força do vento nas placas pré-fabricadas e da força de arrasto**

1 CARGAS A CONSIDERAR PARA O DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

1.1 PESO DAS TELHAS

Para este projeto foi utilizado telhas de aço do tipo trapezoidal revestidas com Zn-Al, conhecidas como Aluzinc, e de espessura 0,50 milímetros, cujo peso próprio é de 4,56 kg/m², segundo catálogo da Associação Brasileira de Construção Metálica (2009), apresentado na figura AP-A1.

Figura AP-A1 – Catálogo para telhas trapezoidais

TELHA TRAPEZOIDAL 40 - Conforme Norma NBR 14514																	
Tabela de Cargas Admissíveis (kgf/m ²) - Telhas revestidas com Zn-Al																	
Esp. (mm)	Peso* (kg/m ²)	Peso (kg/ml)	I (cm ⁴ /m)	W (cm ³ /m)	Nº de apoios	Distância entre Apoios (mm)											
						1750		2000		2250		2500		2750		3000	
						F	C	F	C	F	C	F	C	F	C	F	C
0,43	3,90	3,86	10,4898	3,746	2	176	158	135	106	107	74	86	54	65	41	50	31
					3	176	176	135	135	107	107	86	86	71	71	60	60
					4	220	220	169	169	133	133	108	102	89	77	75	59
0,50	4,56	4,52	12,1631	4,344	2	204	183	156	123	124	86	100	63	75	47	58	36
					3	204	204	156	156	124	124	100	100	83	83	70	70
					4	255	255	195	195	154	154	125	119	103	89	87	69
0,65	6,00	5,94	15,7169	5,613	2	264	236	202	158	160	111	129	81	98	61	75	47
					3	264	264	202	202	160	160	129	129	107	107	90	90
					4	330	330	253	253	200	200	162	153	134	115	112	89

* = incluindo sobreposição (Larg. útil de 980 mm)

NOTA: A flecha máxima admissível é de 300 mm.
Valores obtidos para cobertura e fechamento obedecendo ao menor valor nos seguintes critérios:
- Flecha máxima L/200 para cobertura e L/125 para fechamento (L - vão entre terças) ou tensão máxima admissível de 1400 kgf/cm².

F - Fechamento C - Cobertura

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2009)

1.2 PESO DAS BARRAS

Para consideração do peso das barras, foi arbitrado que os banzos superior e inferior têm bitola de oito polegadas com espessura da alma de 5,59 milímetros, pesando 17,10 kg/m. Já as barras que fazem ligação entre os banzos têm menor espessura, para possibilitar o encaixe entre elas na montagem. As terças são formadas por perfil do tipo I. As informações

referentes ao peso foram retiradas do catálogo do fabricante Gerdau (2009), conforme figura AP-A2, e o aço utilizado é do tipo AR350.

Figura AP-A2 – Especificações do perfil U

PERFIL U GERDAU

Bitola	Peso Nominal	ALMA		ABA		area	EIXO X			EIXO Y			x
		d	t _w	b _f	t _f		I	W	r	I	W	r	
pol.	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
3"	6,10	76,20	4,32	35,81	6,93	7,78	68,90	18,10	2,98	8,20	3,32	1,03	1,11
	7,44		6,55	35,05	6,93	9,48	77,20	20,30	2,85	10,30	3,82	1,04	1,11
4"	8,04	101,60	4,67	40,23	7,52	10,10	159,50	31,40	3,97	13,10	4,61	1,14	1,16
	9,30		6,27	41,83	7,52	11,90	174,60	34,30	3,84	15,50	5,10	1,14	1,15
6"	12,20	152,40	5,08	48,77	8,71	15,50	546,00	71,70	5,94	28,80	8,16	1,36	1,30
	15,60		7,98	51,64	8,71	19,90	632,00	82,90	5,63	36,00	9,24	1,34	1,27
8"	17,10	203,20	5,59	57,40	9,50	21,68	1344,30	132,70	7,87	54,10	12,94	1,42	1,47
	20,50		7,70	59,51	9,50	25,93	1498,00	147,50	7,59	62,40	14,09	1,42	1,42
10"	22,77	254,00	6,10	66,04	11,10	29,00	2800,00	221,00	9,84	95,00	19,00	1,81	1,61
	29,76		9,63	69,57	11,10	37,90	3298,00	259,00	9,31	117,00	21,60	1,76	1,54

OBS.: Todos os pesos e dimensões constantes destas tabelas são nominais, podendo ter diferenças de acordo com as tolerâncias estabelecidas nas especificações ou em norma. As barras são fornecidas com tolerância de -0,0 m, +0,1 m.

(fonte: GERDAU, 2009)

O peso próprio das barras foi obtido somando-se o comprimento linear de todas as barras da treliça, dividindo-se pela área de influência da mesma, representadas na figura AP-A3, e multiplicando o valor encontrado pelo peso linear das mesmas. A carga encontrada foi distribuída entre os nós da treliça, dividindo o peso total pela área de influência do nó. O peso das terças e das telhas foi encontrado seguindo a mesma linha de raciocínio.

Tabela AP-A1 – Carga total permanente

Perfil U		
Comprimento das barras (m)	Peso linear (kN/m)	Peso total (kN)
83	0,156	12,95
83,4	0,171	14,26
26	0,122	3,17
Total		30,38
Área de inf. da treliça (m ²)		150,00
Peso por m ² (kN/m ²)		0,20
Terças + contraventamento		
Comprimento das barras (m)	Peso linear (kN/m)	Peso total (kN)
150	0,0848	12,72
Peso por m ² (kN/m ²)		0,0848
Telhas		
Inclinação do telhado (°)	Peso por m ² (kN/m ²)	Peso total (kN/m ²)
41°	0,046	0,061
Peso total da cobertura		0,35 kN/m ²
Separação da treliça (m)		5
Carga total (kN/m)		1,74

(fonte: elaborado pela autora)

1.3 CARGAS ACIDENTAIS VERTICAIS (SOBRECARGA)

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para coberturas comuns deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m², em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura e do acúmulo de poeira ou sujeira a que estão suscetíveis.

1.4 CARGAS DEVIDAS AO VENTO

A ação do vento nas estruturas metálicas é uma das cargas mais importantes a considerar. A avaliação das forças devidas ao vento é regida pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

A força estática devida ao vento é determinada através da pressão dinâmica atuante, que depende essencialmente da velocidade do vento e dos fatores que a influenciam. Para a cidade de Bagé, a velocidade básica do vento (V_0) tem valor corresponde a 45 m/s, de acordo com o mapa das isopletras de velocidade presentes nesta mesma norma.

Para se obter a velocidade característica do vento no local estudado, a velocidade básica é multiplicada por três fatores, que levam em consideração a topografia do local, a rugosidade e a vida útil da edificação. São eles:

- a) fator topográfico S_1 : leva em consideração as variações na superfície do terreno, e para o caso deste projeto, o terreno onde será executada a estrutura é plano, o que corresponde a um valor de S_1 igual a 1,0;
- b) fator de rugosidade S_2 : considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração;
- c) fator estatístico S_3 : considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Para fins de rugosidade, o terreno deste projeto foi classificado como sendo da Categoria III, que corresponde a terrenos planos ou ondulados com obstáculos como edificações baixas e esparsas. Quanto à classe, foi classificado como sendo de Classe C, uma vez que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excede 50 metros.

Por fim, tem-se que o valor da altura da edificação (z) é de 20,25 metros, resultando em um valor de 0,96 para o coeficiente S_2 , obtido através de interpolação pela tabela presente na figura AP-A4, retirada da NBR 6123.

Figura AP-A4 – Tabela para cálculo do coeficiente S2

z (m)	C A T E G O R I A								
	I			II			III		
	CLASSES			CLASSES			CLASSES		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	0,93
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

De acordo com a mesma norma, o valor de S3 a ser adotado para edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, ou seja, silos e armazéns é de 0,95, valor utilizado para a estrutura projetada.

Com isso, obtém-se a velocidade característica do local, através da fórmula AP-A1:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula AP-A1})$$

A velocidade característica permite calcular a pressão dinâmica pela fórmula AP-A2:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{fórmula AP-A2})$$

Onde:

q – pressão dinâmica, em N/m²;

V_k – velocidade característica, em m/s.

Neste projeto, a pressão dinâmica que irá multiplicar os coeficientes de pressão interna e externa é de **1032,47 N/m²**.

Os coeficientes de pressão externa foram calculados para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular, conforme figura AP-A5. Os valores foram encontrados interpolando-se o valor de inclinação do telhado para o vento a 0° e a 90° .

A edificação possui um portão de 25m^2 e aberturas laterais permanentes abaixo do beiral do telhado. Quando o portão se encontra fechado, a edificação não pode ser considerada impermeável, já que as aberturas permanentes que totalizam 180m^2 , representadas na figura AP-A6, permitem a passagem de ar. Assim, a pressão no interior do armazém torna-se variável. Quando o portão é aberto, a área total de passagem de ar aumenta, modificando novamente as condições de pressão interna.

Segundo a Norma de vento, o coeficiente de pressão interna pode ser calculado por um método iterativo, onde é necessário saber a área total das aberturas e os coeficientes de pressão externa referente às paredes onde elas estão situadas. Esse coeficiente é encontrado através da figura AP-A7 e estão representados na figura AP-A8.

Figura AP-A5 – Coeficiente de pressão externa para telhados com duas águas

Altura relativa	Graus	C_e				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,6			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
60	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ 	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
60	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8					
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ 	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
50	+2,0	-0,5	-0,8	-0,7					
60	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7					

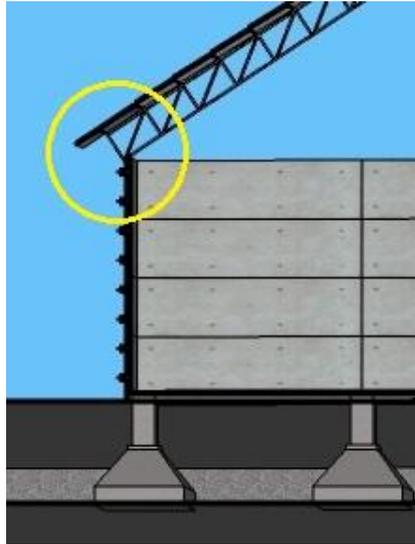
$x = b/3$ ou $a/4$
tomar o maior dos 2,
porém $\leq 2h$

$y = h$ ou $0,15b$
tomar o menor dos dois valores

DETALHE I

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 15)

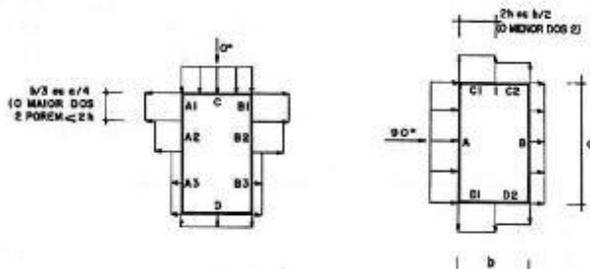
Figura AP-A6 – Aberturas permanentes nos beirais do telhado



(fonte: elaborado pela autora)

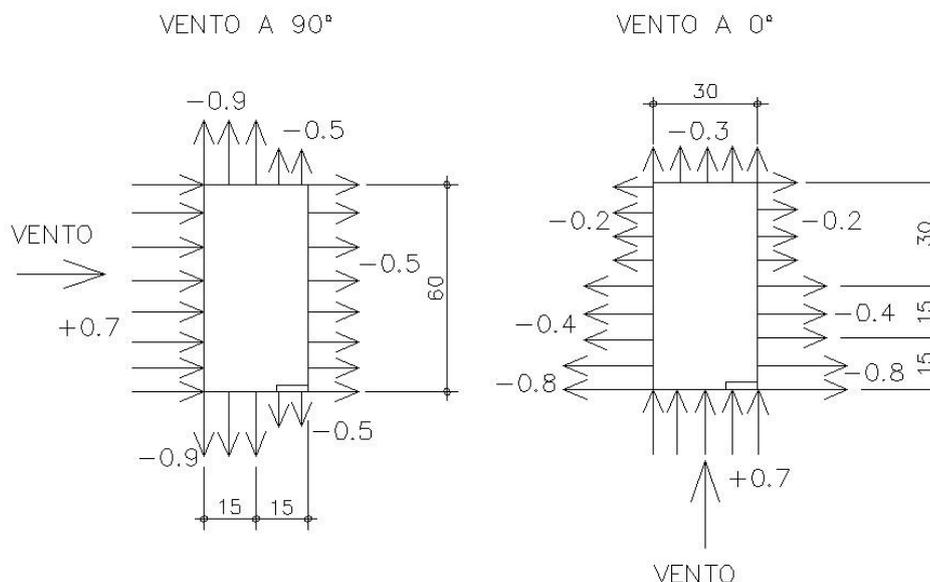
Figura AP-A7 – Coeficientes de pressão externa em paredes de edificações de planta baixa retangular

Altura relativa	Valores de C_{pe} para								C_{pe} médio
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
	A_1 e β_1	A_2 e β_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
$0,2b$ ou h (o menor dos 2) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14)

Figura AP-A8 – Esquema dos coeficientes de pressão externa para as paredes



(fonte: elaborado pela autora)

As tabelas utilizadas para o cálculo do coeficiente de pressão interna foram elaboradas seguindo o método prescrito no Anexo D da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), testando-se as seguintes hipóteses:

Para o portão fechado:

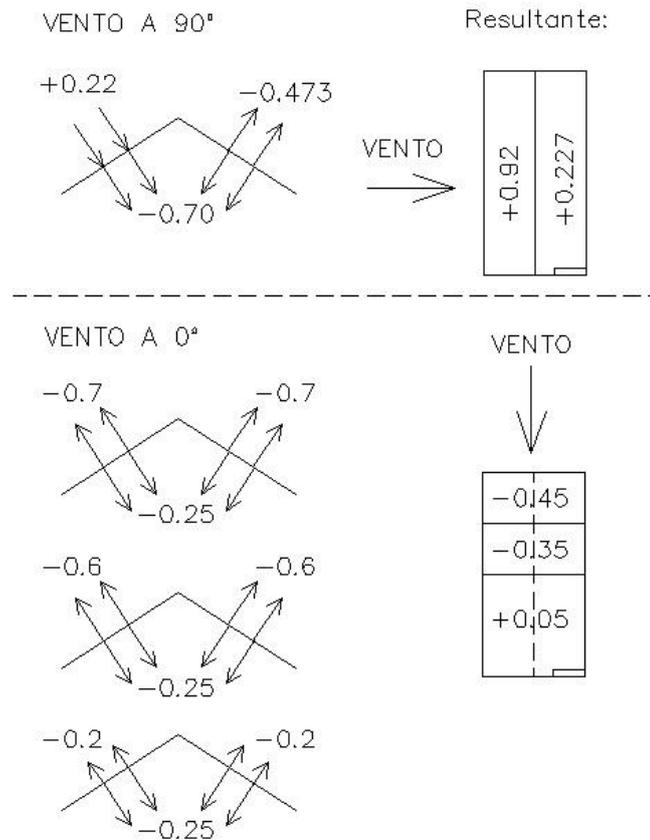
- sobrepessão no telhado para vento a 0° e 90°;
- sucção no telhado para vento a 0° e 90°.

Para o portão aberto:

- sobrepessão no telhado para vento a 0° e 90° na situação de barlavento;
- sobrepessão no telhado para vento a 0° e 90° na situação de sotavento;
- sucção no telhado para vento a 0° e 90° na situação de barlavento;
- sucção no telhado para vento a 0° e 90° na situação de sotavento.

Foram analisados os coeficientes de pressão interna mais críticos para que, juntamente com os coeficientes de pressão externa, pudesse ser encontrada a resultante dos coeficientes de pressão, representados na figura AP-A9.

Figura AP-A9 – Resultante dos coeficientes de pressão na cobertura



(fonte: elaborado pela autora)

A carga do vento atuando na cobertura é dada pela fórmula AP-A3:

$$F = Cq$$

(fórmula AP-A3)

Onde:

F é a força resultante do vento na estrutura (N/m²);

C é a resultante entre os coeficientes de pressão interna e externa;

q é a pressão dinâmica do vento (N/m²)

As cargas de vento foram decompostas em suas componentes verticais e horizontais para cada ângulo de incidência do vento, a fim de realizar as combinações de carregamentos para o dimensionamento. Os valores encontrados estão apresentados nas tabelas AP-A2 e AP-A3 a seguir.

Tabela AP-A2 – Componentes da carga de vento a barlavento

CARGAS DE VENTO (kN/m)							
	q (kN/m ²) 1,032	Separação da treliça. (m) 5	Ângulo do vento 41°	sen 41° 0,7547	cos 41° 0,7071		
PORTÃO FECHADO							
Componente vertical				Componente horizontal			
Sobrepessão		Sucção		Sobrepessão		Sucção	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
0,19	3,58	-1,75	-	0,18	3,36	-1,64	-
PORTÃO ABERTO							
Componente vertical				Componente horizontal			
Sobrepessão		Sucção		Sobrepessão		Sucção	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
0,19	3,58	-1,95	-	0,18	3,36	-1,82	-

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela AP-A3 – Componentes da carga de vento a sotavento

CARGAS DE VENTO (kN/m)							
	q (kN/m ²) 1,032	Separação da treliça (m) 5	Âng. do vento 41°	sen 41° 0,7547	cos 41° 0,7071		
PORTÃO FECHADO							
Componente vertical				Componente horizontal			
Sobrepessão		Sucção		Sobrepessão		Sucção	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
0,19	0,88	-1,75	-	0,18	0,83	-1,64	-
PORTÃO ABERTO							
Componente vertical				Componente horizontal			
Sobrepessão		Sucção		Sobrepessão		Sucção	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
0,19	0,88	-1,95	-	0,18	0,83	-1,82	-

(fonte: elaborado pela autora)

2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente na estrutura durante um período preestabelecido. Assim, a combinação de ações foi realizada de modo que se determinassem os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, tanto no Estado Limite Último como no Estado Limite de Utilização.

Para esse projeto, as cargas combinadas dizem respeito ao peso próprio como carregamento permanente, à solicitação do vento como carga variável e a uma carga acidental de 0,25 kN/m² recomendada para coberturas comuns.

2.1 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação, e em cada uma devem estar incluídas as ações permanentes, a ação variável principal e a ação variável secundária, aplicadas conforme a fórmula AP-A4:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right) \quad (\text{fórmula AP-A4})$$

Onde:

$F_{gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_g é o coeficiente de ponderação das ações para a carga permanente;

γ_Q é o coeficiente de ponderação das ações para a carga variável;

ψ_0 é o fator de redução para as cargas variáveis.

A seguir, nas tabelas AP-A4 e AP-A5 estão listadas todas as combinações realizadas e os resultados encontrados para verificar as solicitações nas águas de sotavento e barlavento do telhado. Os coeficientes de ponderação utilizados para multiplicar as cargas foram:

- a) $\gamma_g = 1,25$ para cargas permanentes contra a segurança e $\gamma_g = 1,0$ para cargas permanentes a favor da segurança;
- b) $\gamma_Q = 1,4$ para cargas de vento e $\gamma_Q = 1,5$ para cargas acidentais;
- c) $\psi_0 = 0,6$ para cargas de vento e $\psi_0 = 0,8$ para cargas acidentais.

Tabela AP-A4 – Combinações críticas no ELU para a água a barlavento

COMBINAÇÕES VERTICAIS (kN/m)		
Portão fechado		
F1	8,64	sobrepressão - vento 90° - vento princ.
F2	7,00	sobrepressão - vento 90° - sobrecarga princ.
F3	7,14	sobrepressão - vento 90 - sem sobrecarga
F4	3,89	sobrepressão - vento 0° - vento princ.
F5	4,16	sobrepressão - vento 0° - sobrecarga princ.
F6	0,74	sucção - vento 0° - vento princ.
F7	2,10	sucção - vento 0° - sobrecarga princ.
F8	2,39	sobrepressão - vento 0 - sem sobrecarga
F9	-0,33	sucção - vento 0 - sem sobrecarga
Portão aberto		
F10	3,89	sobrepressão - vento 0° - vento princ.
F11	4,16	sobrepressão - vento 0° - sobrecarga princ.
F12	0,47	sucção - vento 0° - vento princ.
F13	1,94	sucção - vento 0° - sobrecarga princ.
F14	2,39	sobrepressão - vento 0 - sem sobrecarga
F15	-0,61	sucção - vento 0 - sem sobrecarga
F16	8,64	sobrepressão - vento 90° - vento princ.
F17	7,00	sobrepressão - vento 90° - sobrecarga princ.
F18	7,14	sobrepressão - vento 90 - sem sobrecarga
COMBINAÇÕES HORIZONTAIS (kN/m)		
Portão fechado		
F1'	0,26	sobrepressão - vento 0°
F2'	4,70	sobrepressão - vento 90°
F3'	-2,30	sucção - vento 0°
Portão aberto		
F4'	4,70	sobrepressão - vento 90°
F5'	0,26	sobrepressão - vento 0°
F6'	-2,55	sucção - vento 0°

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela AP-A5 – Combinações críticas no ELU para água a sotavento

COMBINAÇÕES VERTICAIS (kN/m)		
Portão fechado		
F1	4,86	sobrepressão - vento 90° - vento princ.
F2	4,74	sobrepressão - vento 90° - sobrecarga princ.
F3	3,36	sobrepressão - vento 90 - sem sobrecarga
F4	3,89	sobrepressão - vento 0° - vento princ.
F5	4,16	sobrepressão - vento 0° - sobrecarga princ.
F6	0,74	sucção - vento 0° - vento princ.
F7	2,10	sucção - vento 0° - sobrecarga princ.
F8	2,39	sobrepressão - vento 0 - sem sobrecarga
F9	-0,33	sucção - vento 0 - sem sobrecarga
Portão aberto		
F10	3,89	sobrepressão - vento 0° - vento princ.
F11	4,16	sobrepressão - vento 0° - sobrecarga princ.
F12	0,47	sucção - vento 0° - vento princ.
F13	1,94	sucção - vento 0° - sobrecarga princ.
F14	2,39	sobrepressão - vento 0 - sem sobrecarga
F15	-0,61	sucção - vento 0 - sem sobrecarga
F16	4,86	sobrepressão - vento 90° - vento princ.
F17	4,74	sobrepressão - vento 90° - sobrecarga princ.
F18	3,36	sobrepressão - vento 90 - sem sobrecarga
COMBINAÇÕES HORIZONTAIS (kN/m)		
Portão fechado		
F1'	0,26	sobrepressão - vento 0°
F2'	1,16	sobrepressão - vento 90°
F3'	-2,30	sucção - vento 0°
Portão aberto		
F4'	1,16	sobrepressão - vento 90°
F5'	0,26	sobrepressão - vento 0°
F6'	-2,55	sucção - vento 0°

(fonte: elaborado pela autora)

2.2 COMBINAÇÕES QUASE PERMANENTES DE SERVIÇO

Essas combinações são aquelas que podem atuar durante grande parte da vida útil da estrutura, e são utilizadas para efeitos de aparência de construção. No caso da treliça estudada, o limitador para o Estado Limite de Serviço é o deslocamento que a estrutura pode sofrer. A expressão para as combinações é a dada pela fórmula AP-A5:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula AP-A5})$$

Onde:

$F_{gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis;

ψ_2 é o fator de redução para as cargas variáveis.

Como o coeficiente ψ_2 para o vento é igual a zero, há apenas uma carga variável: o carregamento acidental, cujo valor de ψ_2 é 0,6. A combinação resultante é apresentada na tabela AP-A6.

Tabela AP-A6 – Combinação de cargas para o ELS

COMBINAÇÃO (kN/m)	
F1	2,446

(fonte: elaborado pela autora)

2.3 COMBINAÇÕES FREQUENTES DE SERVIÇO

São aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e são utilizadas para a verificação de movimentos laterais excessivos na estrutura. As combinações frequentes são dadas pela fórmula AP-A6:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (\text{fórmula AP-A6})$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis;

Ψ_2 é o fator de redução para as cargas variáveis.

A tabela AP-A7 apresenta as combinações frequentes críticas encontradas para as situações de vento consideradas. Essas forças foram testadas no software FTOOL (MARTHA, 2012), verificando-se os deslocamentos sofridos pela estrutura. O valor de Ψ_2 para o vento é de 0,3, e para a sobrecarga Ψ_2 tem valor 0,6.

Tabela AP-A7 – Combinações frequentes críticas para o ELS

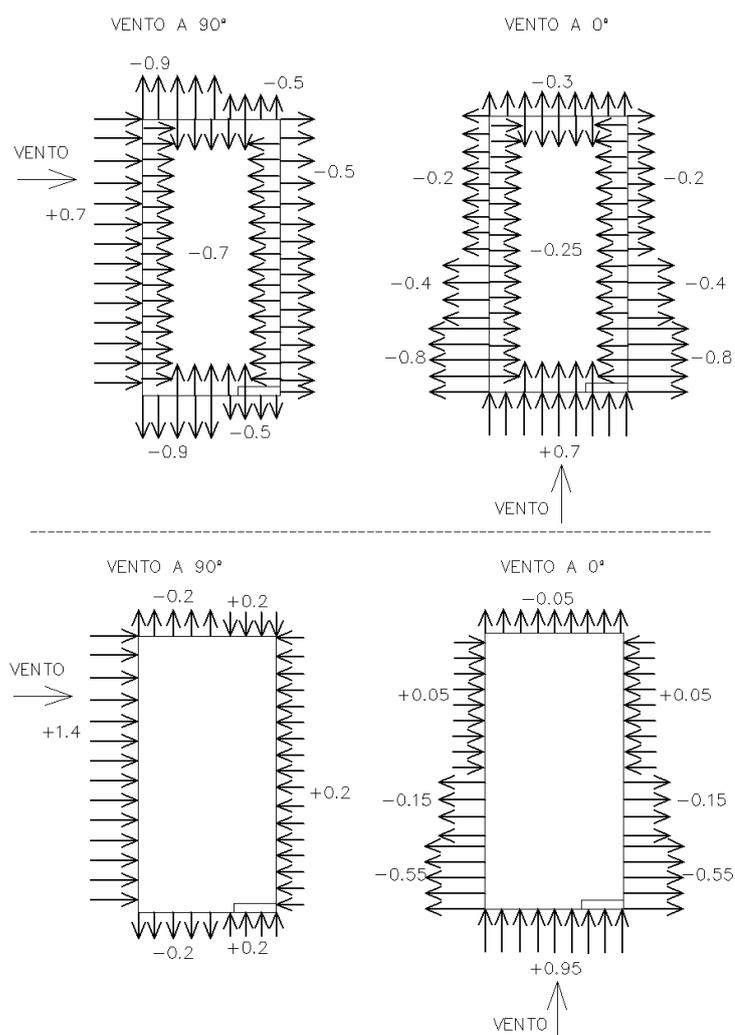
Combinações (kN/m)	Lado de Barlavento		Lado de Sotavento		Ação
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
F1	3,52	1,1	2,87	0,250	Sobrepressão Sucção
F2	1,92	-0,55	1,92	-0,55	

(fonte: elaborado pela autora)

3 FORÇA DE VENTO NAS PLACAS PRÉ-FABRICADAS

A força dinâmica de vento que atua nas placas depende da velocidade característica do vento e do relevo do local onde o projeto será executado. Esses parâmetros, definidos pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), foram apresentados na seção 1.4 deste Apêndice. Assim, foram calculados os coeficientes de pressão externo e interno, que somados, resultaram em um coeficiente C de pressão para cada parede da edificação, conforme mostra a figura AP-A10.

Figura AP-A10 – Resultante dos coeficientes de pressão nas paredes do armazém



(fonte: elaborado pela autora)

A pressão dinâmica encontrada e que multiplica os coeficientes de pressão resultante é de **1032,47 N/m²**. Utilizando a fórmula AP-A3 pôde-se calcular a força resultante para cada coeficiente de pressão resultante, conforme mostra a tabela AP-A8. Esta tabela também apresenta a força resultante por metro na placa, encontrada multiplicando-se a força por metro quadrado pela largura da placa pré-fabricada, ou seja, 130 centímetros.

Tabela AP-A8 – Força resultante do vento nas placas pré-fabricadas

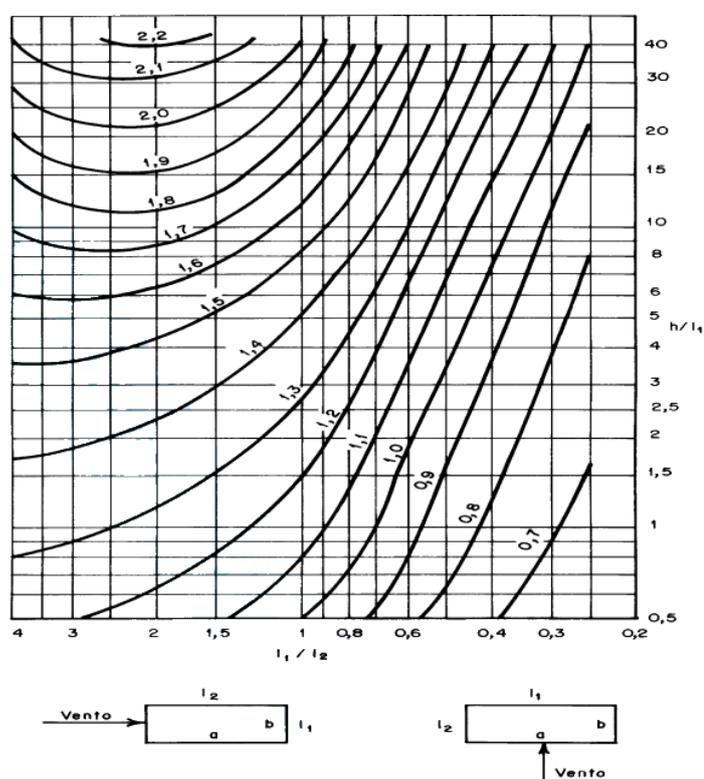
Coeficiente C	Força (kN/m ²)	Força (kN/m)
1,40	1,44	1,88
0,20	0,21	0,27
0,05	0,05	0,07
0,15	0,15	0,20
0,55	0,57	0,74
0,95	0,98	1,27

(fonte: elaborado pela autora)

3 FORÇA DE ARRASTO NA ESTRUTURA

O coeficiente de arrasto da estrutura depende da relação entre a altura da edificação e as dimensões da planta baixa, e pode ser encontrado pela figura AP-A11. Na tabela AP-A9 estão apresentados os resultados para o coeficiente de arrasto e a força resultante, considerando uma área de influência de 26 m², ou seja, a área de influência que abrange cada pilar.

Figura AP-A11 – Coeficientes de arrasto para vento de baixa turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20)

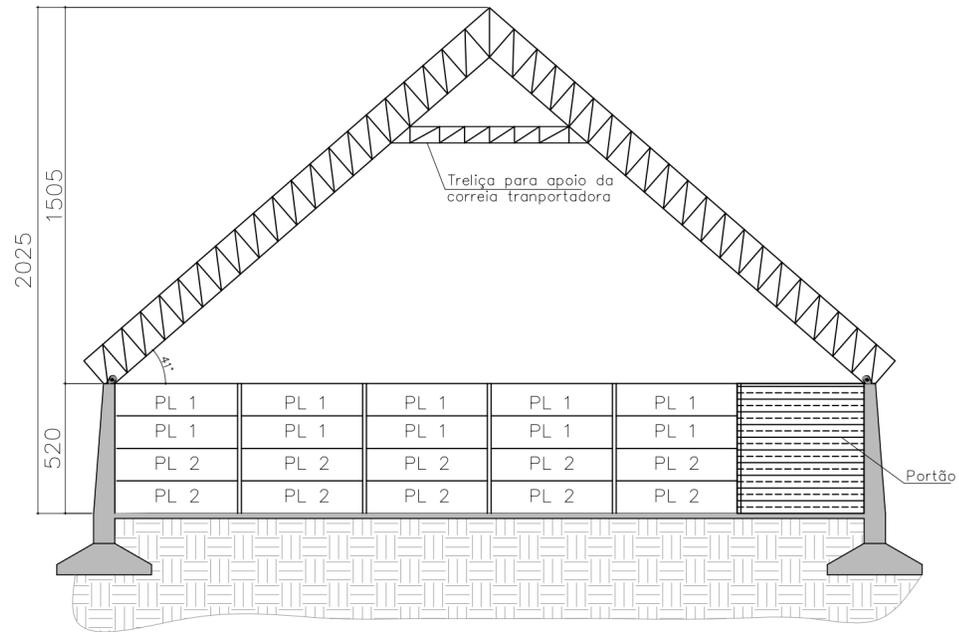
Tabela AP-A9 – Força de arrasto

Vento	h/L1	L1/L2	Ca	Fa (kN/m ²)	Fa (kN)
0°	0,37	2,00	1,15	1,19	30,86
90°	0,74	0,50	0,75	0,77	20,12

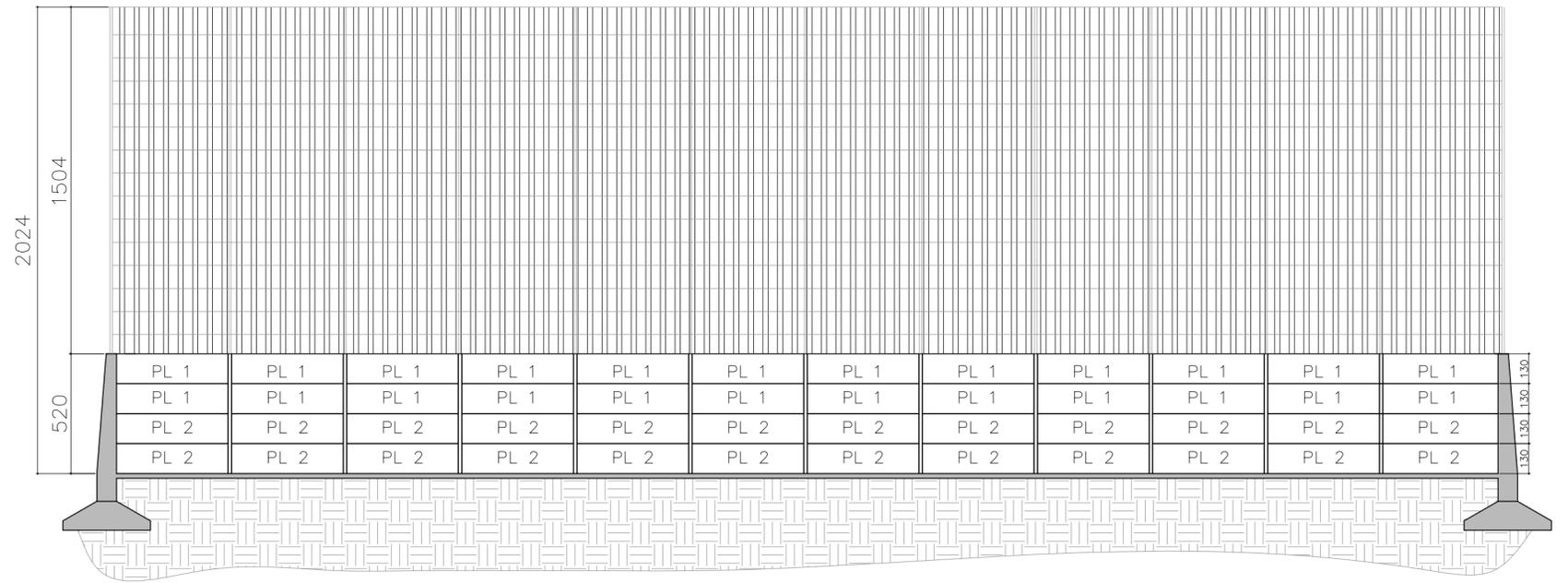
(fonte: elaborado pela autora)

APÊNDICE B – Detalhamento dos componentes estruturais

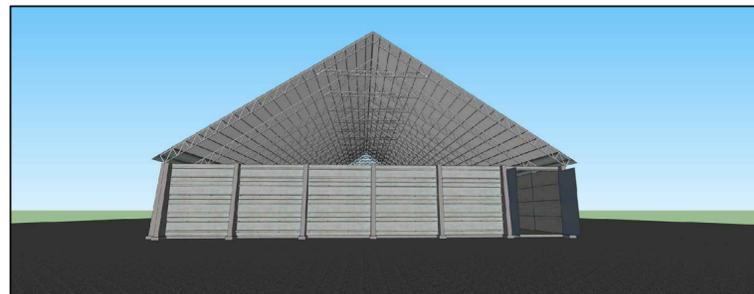
CORTE A-A
Esc: 1/200 [cm]



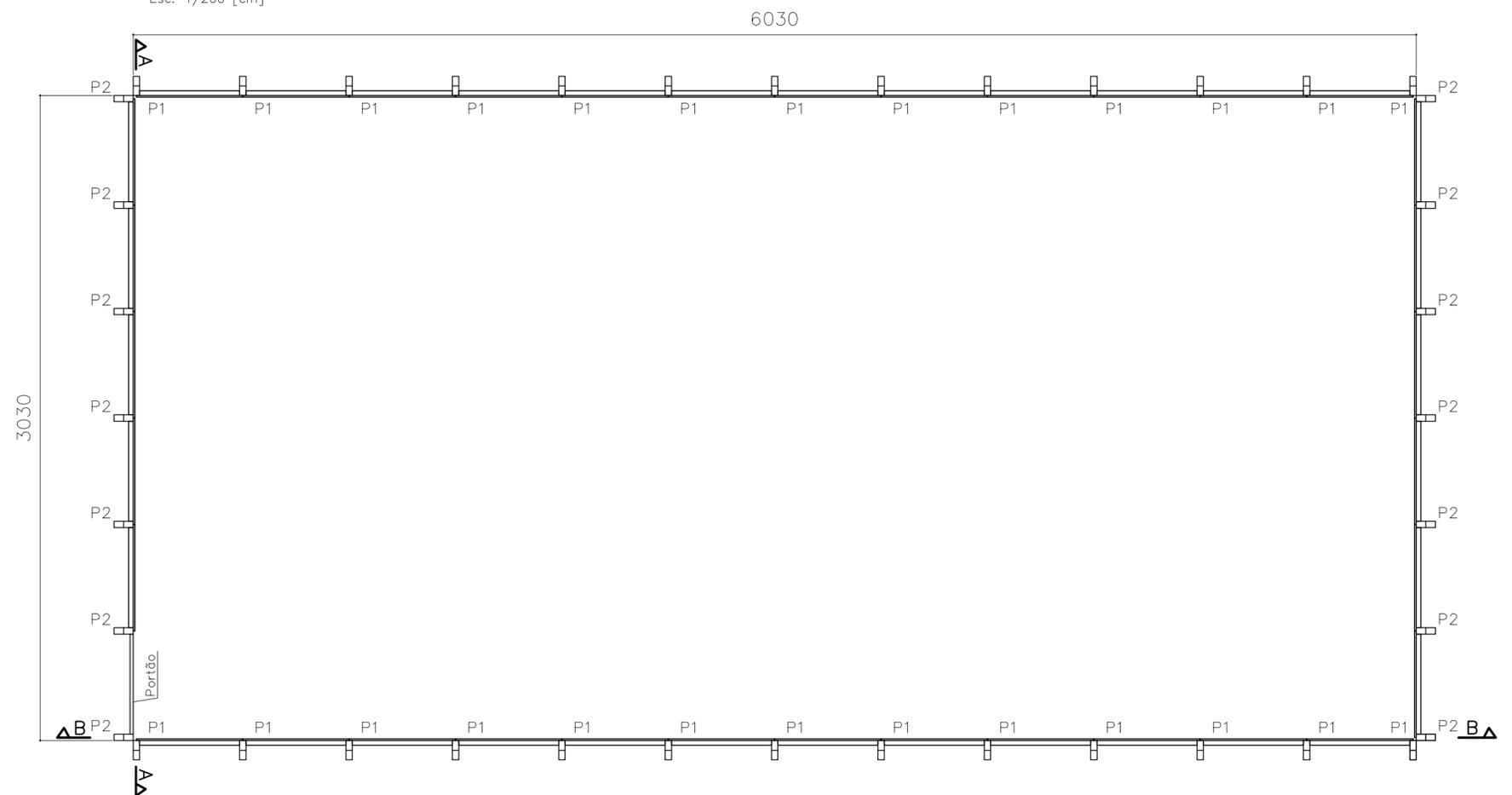
CORTE B-B
Esc: 1/200 [cm]



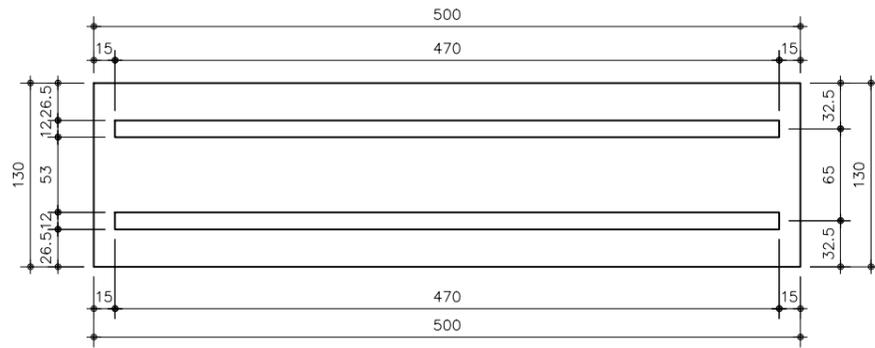
3D DA ESTRUTURA



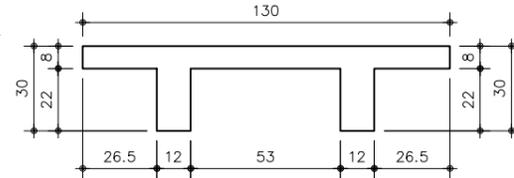
PLANTA BAIXA
Esc: 1/200 [cm]



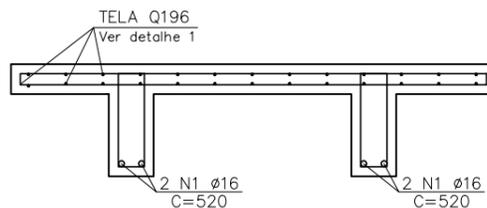
PLACAS – GEOMETRIA



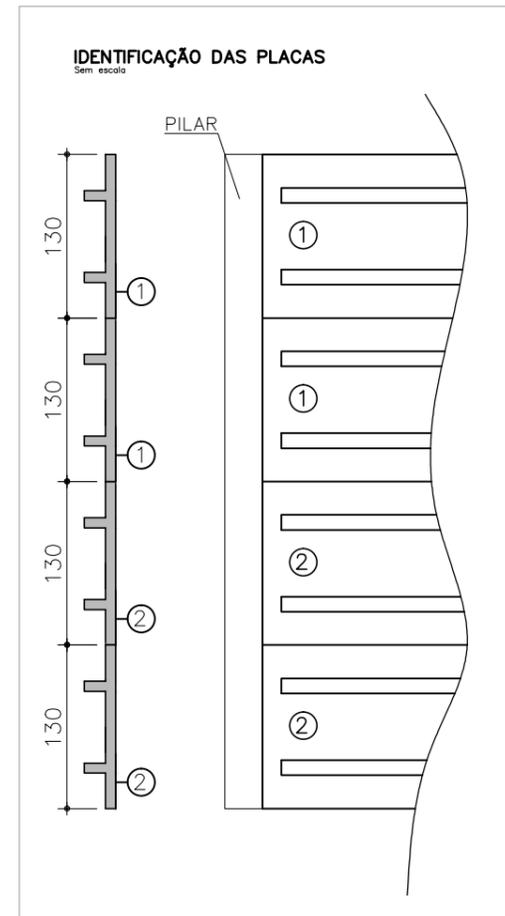
Seção transversal
Esc: 1/25 [cm]



Corte B-B
Sem escala

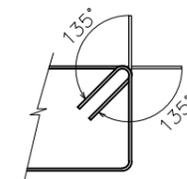


32X2 N3 Ø6,3 c/15 C=74
Gancho de 5cm na extremidade

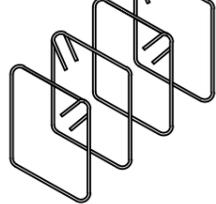


- 1) DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- 2) RESISTÊNCIA DO CONCRETO:
UTILIZAR $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ (CLASSE C30)
PARA PLACAS, PILARES E PISO.
- 3) COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
PLACAS 2,5 cm;
PILARES 3,0 cm;
PISO 2,5 cm.
- 4) RESISTÊNCIA DO AÇO
UTILIZAR AÇO CA-50 PARA ARMADURA DE TRAÇÃO;
UTILIZAR AÇO CA-60 PARA OS ESTRIBOS E TELA SOLDADA.
- 5) DETALHE DOS ESTRIBOS
 - OS ESTRIBOS DEVERÃO ESTAR COM AS EXTREMIDADES DOBRADAS A 135° (VER DETALHE 1);
 - ALTERNAR A POSIÇÃO DAS DOBRAS; VER DETALHE 2
 - A DOBRA DEVE TER PONTA RETA DE COMPRIMENTO NÃO MENOR DO QUE 5cm ou 5Ø, CONFORME NBR6118.

DETALHE 1

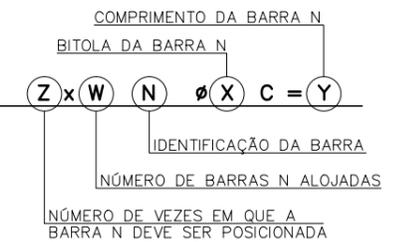


DETALHE 2



- 6) GANCHOS PARA ARMADURA DE TRAÇÃO:
PARA $\phi < 20\text{mm}$ E AÇO CA50, UTILIZAR RAIOS DE DOBRAMENTO DE 5Ø, COM COMPRIMENTO DE GANCHO NÃO INFERIOR A 8Ø, CONFORME NBR6118.
PARA $\phi \geq 20\text{mm}$ E AÇO CA50, UTILIZAR RAIOS DE DOBRAMENTO DE 8Ø, COM COMPRIMENTO DE GANCHO NÃO INFERIOR A 8Ø, CONFORME NBR6118.

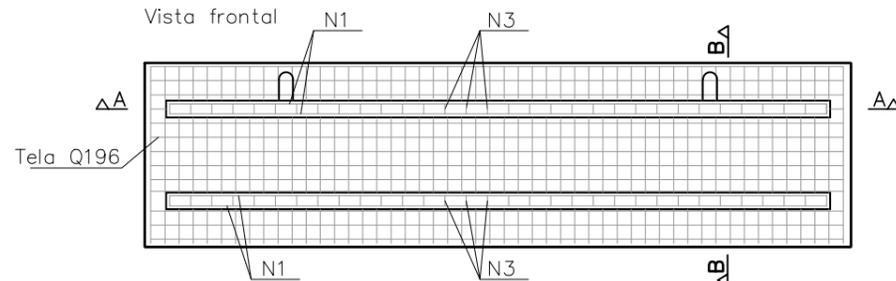
REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS



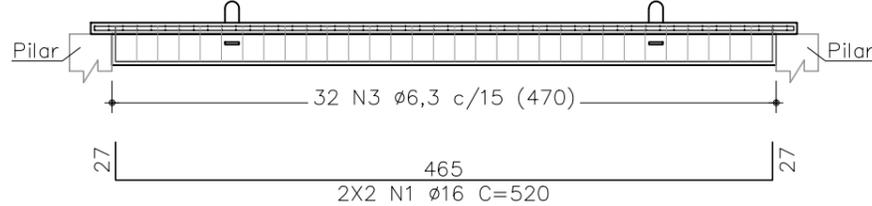
PLACA 1

Esc: 1/90 [cm]

Vista frontal



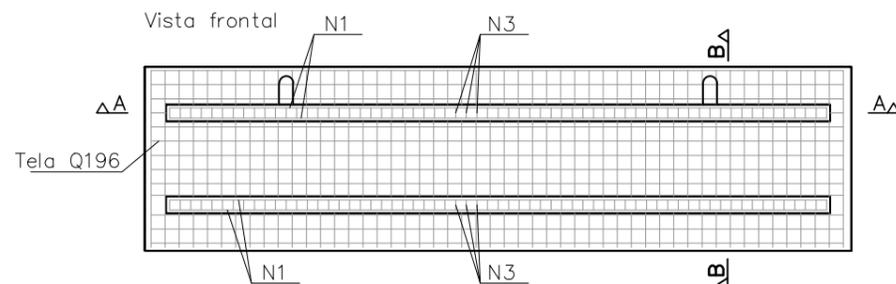
Corte A-A



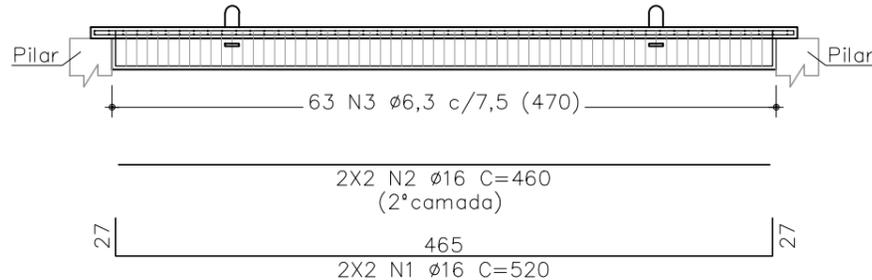
PLACA 2

Esc: 1/90 [cm]

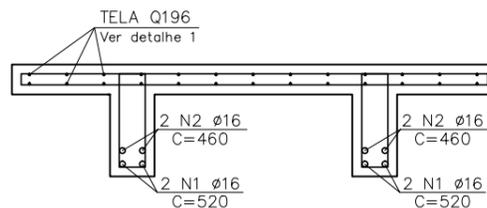
Vista frontal



Corte A-A



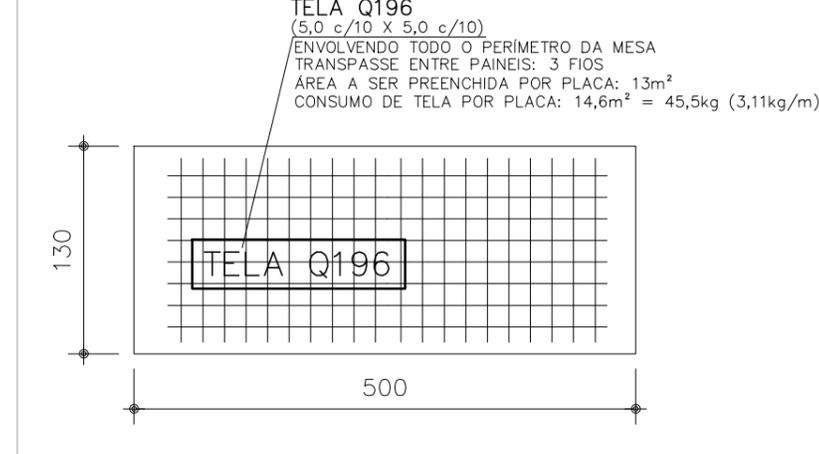
Corte B-B
Sem escala



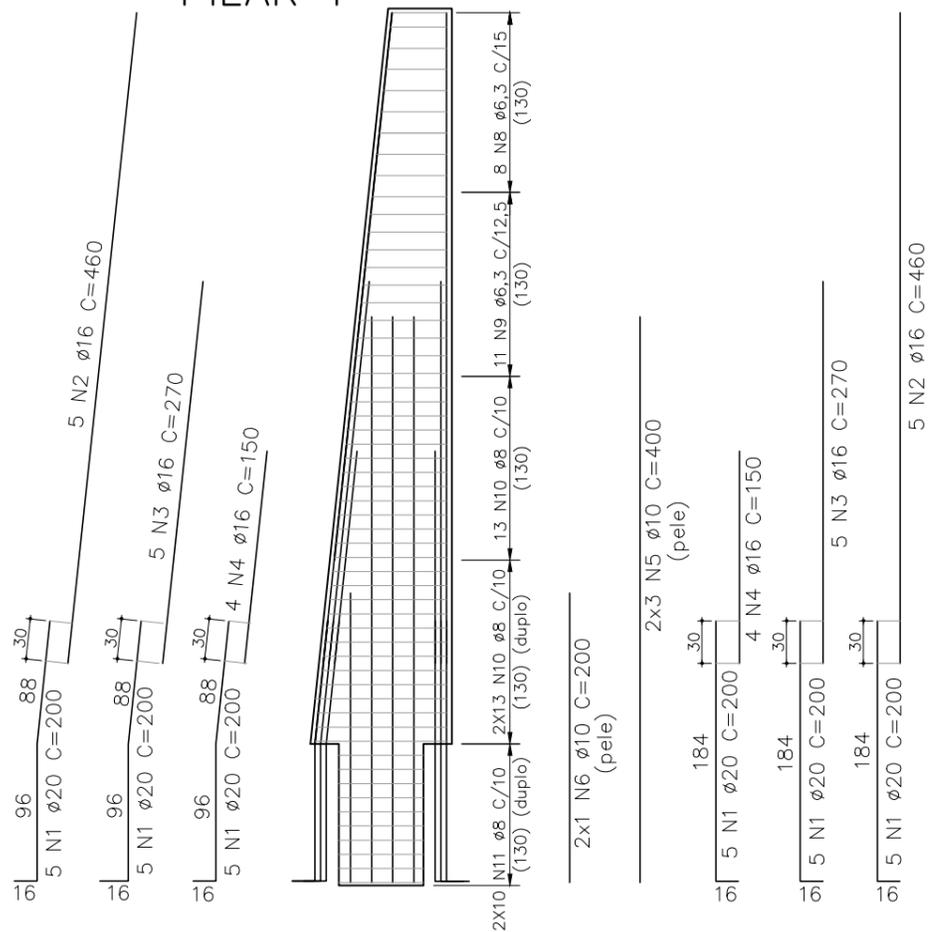
63X2 N3 Ø6,3 c/7,5 C=74
Gancho de 5cm na extremidade

DETALHE 1

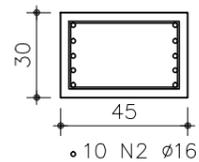
Sem escala



PILAR 1

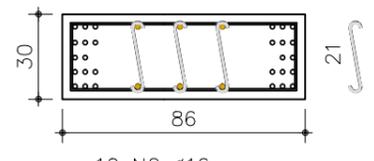


Seção 1



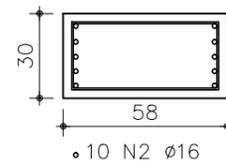
1 N7 Ø6,3 c/15 C=136
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 4



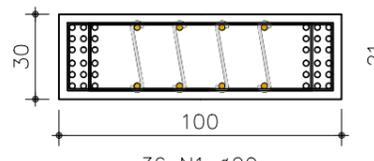
13 N10 Ø8 c/10 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 2



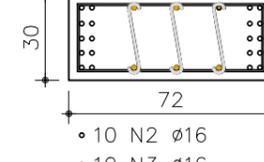
8 N8 Ø6,3 c/15 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 5



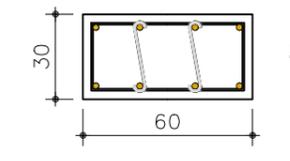
2x13 N11 Ø8 c/10 C=VAR (duplo)
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 3



11 N9 Ø6,3 c/12,5 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

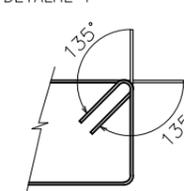
Seção 6



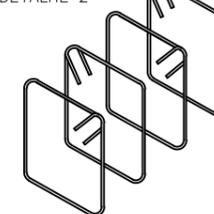
2x10 N12 Ø8 c/10 C=166 (duplo)
Gancho de 5cm na extremidade

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- RESISTÊNCIA DO CONCRETO:
UTILIZAR $f_{ck} \geq 30$ MPa (CLASSE C30)
PARA PLACAS, PILARES E PISO.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
PLACAS 2,5 cm;
PILARES 3,0 cm;
PISO 2,5 cm.
- RESISTÊNCIA DO AÇO
UTILIZAR AÇO CA-50 PARA ARMADURA DE TRAÇÃO;
UTILIZAR AÇO CA-60 PARA OS ESTRIBOS.
- DETALHE DOS ESTRIBOS
 - OS ESTRIBOS DEVERÃO ESTAR COM AS EXTREMIDADES DOBRADAS A 135° (VER DETALHE 1);
 - ALTERNAR A POSIÇÃO DAS DOBRAS; VER DETALHE 2
 - A DOBRA DEVE TER PONTA RETA DE COMPRIMENTO NÃO MENOR DO QUE 5cm ou 5 ϕ , CONFORME NBR6118.

DETALHE 1



DETALHE 2



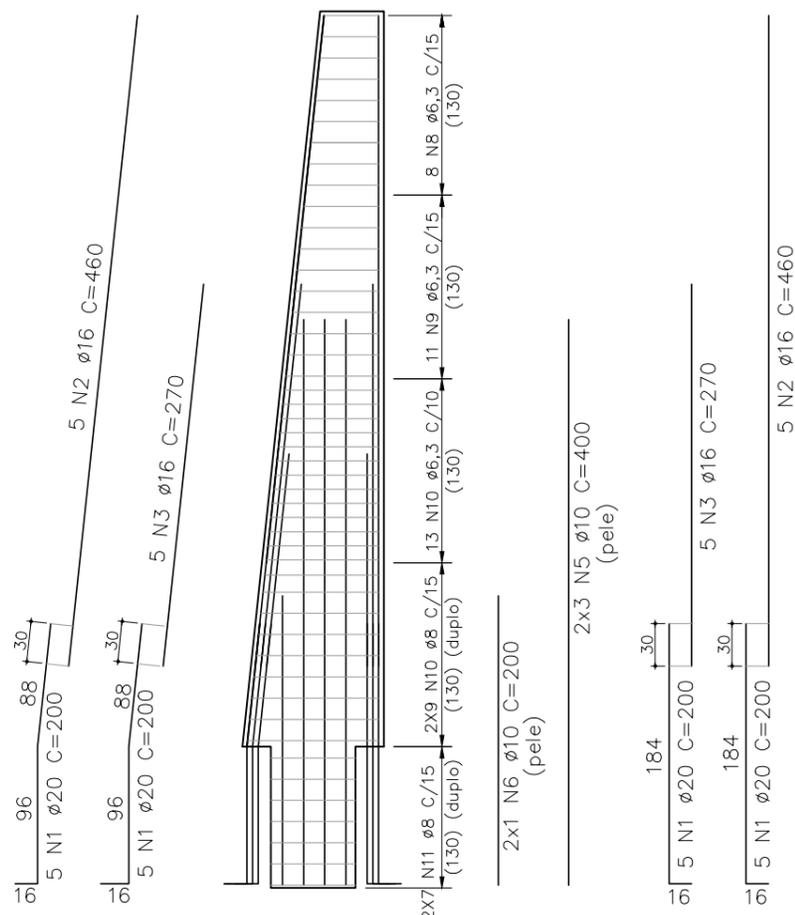
6) GANCHOS PARA ARMADURA DE TRAÇÃO:
PARA $\phi < 20$ mm E AÇO CA50, UTILIZAR RAIOS DE DOBRAMENTO DE 5 ϕ , COM COMPRIMENTO DE GANCHO NÃO INFERIOR A 8 ϕ , CONFORME NBR6118.

PARA $\phi \geq 20$ mm E AÇO CA50, UTILIZAR RAIOS DE DOBRAMENTO DE 8 ϕ , COM COMPRIMENTO DE GANCHO NÃO INFERIOR A 8 ϕ , CONFORME NBR6118.

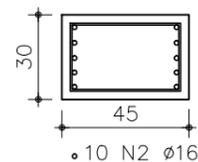
REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS



PILAR 2

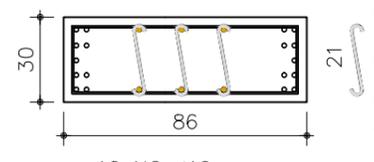


Seção 1



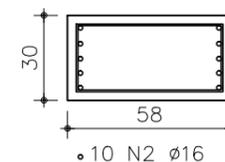
1 N7 Ø6,3 c/15 C=136
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 4



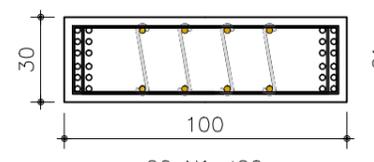
13 N10 Ø6,3 c/10 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 2



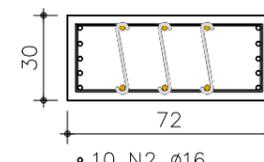
8 N8 Ø6,3 c/15 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 5



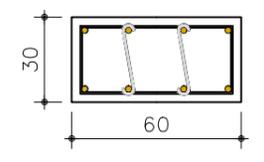
2x9 N11 Ø8 c/15 C=VAR (duplo)
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 3



9 N9 Ø6,3 c/15 C=VAR
Gancho de 5cm na extremidade

Seção 6

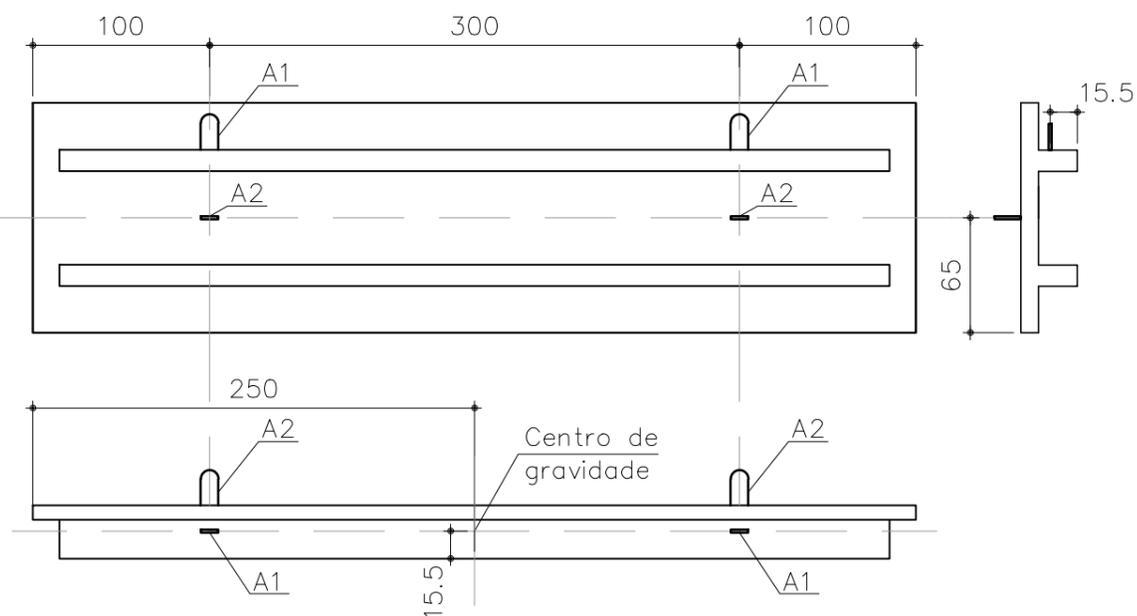


2x7 N12 Ø8 c/15 C=166 (duplo)
Gancho de 5cm na extremidade

LOCALIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS ALÇA DE IÇAMENTO

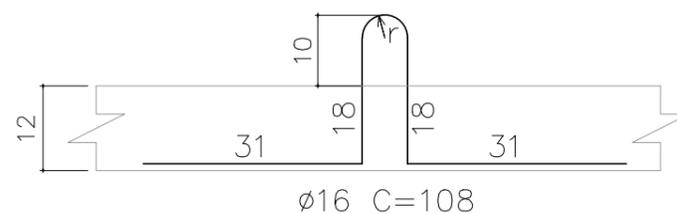
sem escala

PLACAS



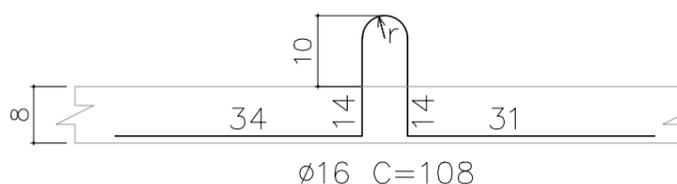
ALÇA A1

Esc: 1/10 [cm]

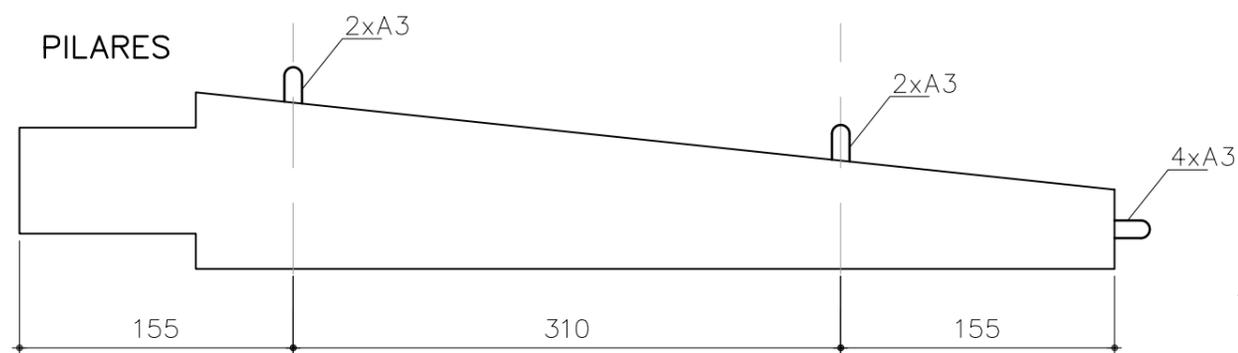


ALÇA A2

Esc: 1/10 [cm]

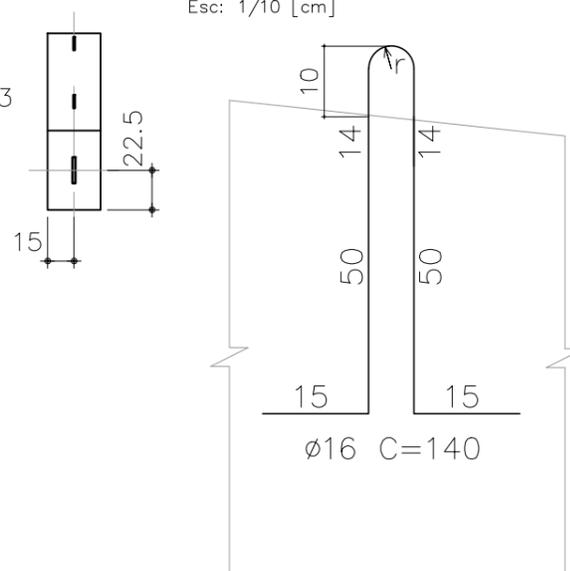


PILARES



ALÇA A3

Esc: 1/10 [cm]



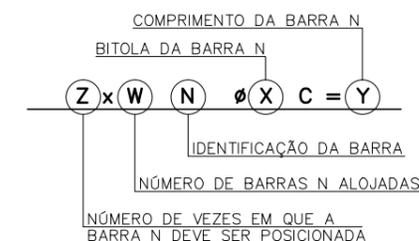
1) TEMPO DE CURA PARA CHUMBADORES:

- Para temperatura do concreto de:
- 0° a 10° - 45 MIN. PARA CONCRETO SECO;
 - 90 MIN PARA CONCRETO ÚMIDO;
 - 10° a 20° - 30 MIN. PARA CONCRETO SECO;
 - 40 MIN PARA CONCRETO ÚMIDO;
 - ≥ 20° - 10 MIN. PARA CONCRETO SECO;
 - 20 MIN PARA CONCRETO ÚMIDO.

2) ALÇAS DE IÇAMENTO

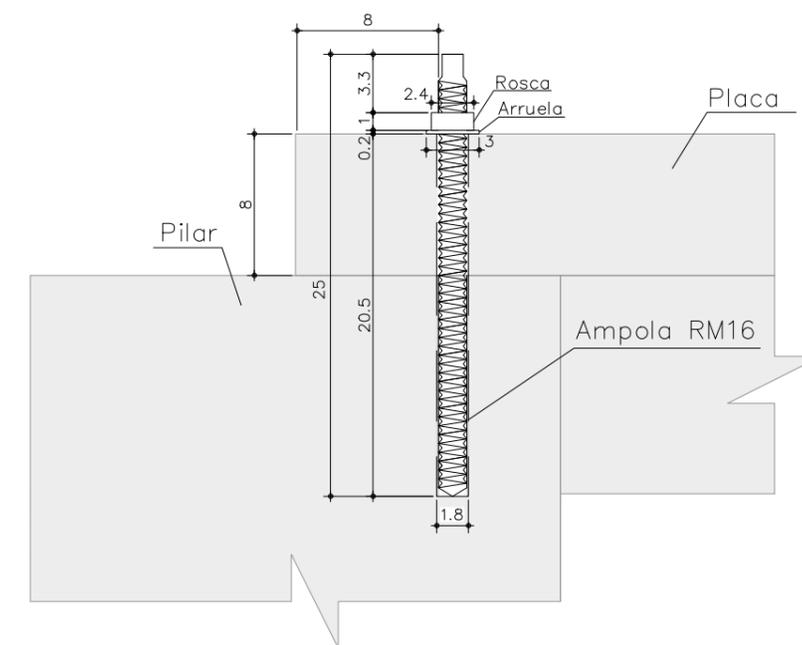
- UTILIZAR AÇO CA-25
RAIO DE DOBRAMENTO $r=2\phi$

REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS

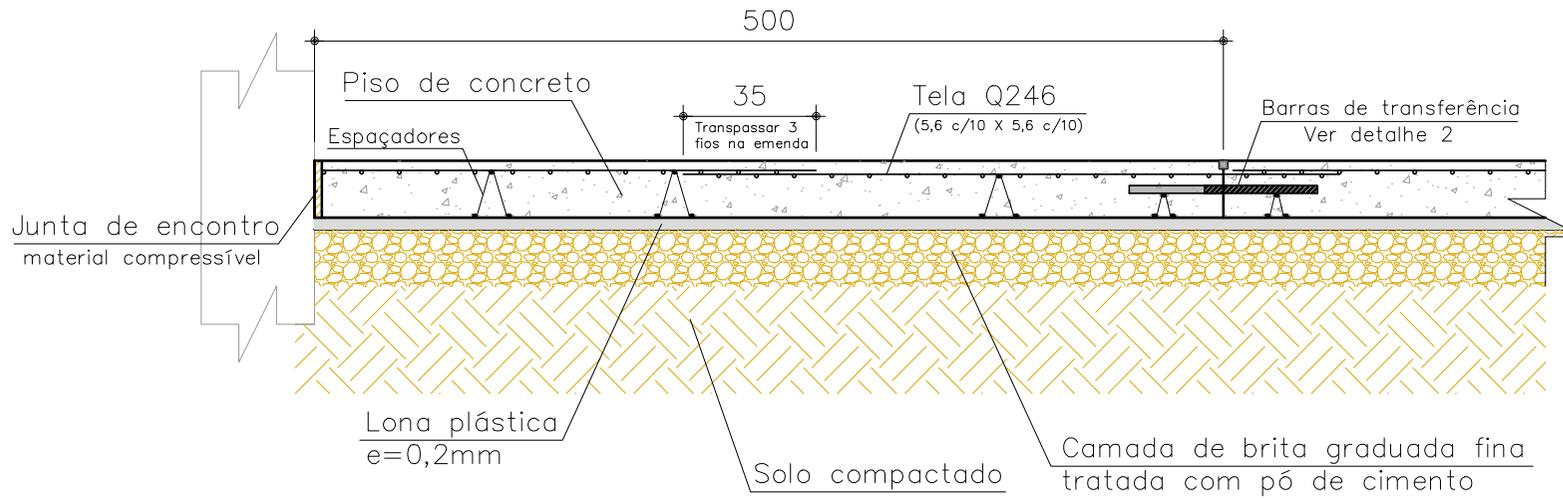


DETALHE DE FIXAÇÃO COM CHUMBADORES QUÍMICOS

Esc: 1/5 [cm]



DETALHE 1: PISO DE CONCRETO SIMPLES COM ARMADURA DISTRIBUÍDA



1) DIMENSÕES EM CENTÍMETROS

2) RESISTÊNCIA DO CONCRETO:

UTILIZAR $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ (CLASSE C30)
PARA PLACAS, PILARES E PISO.

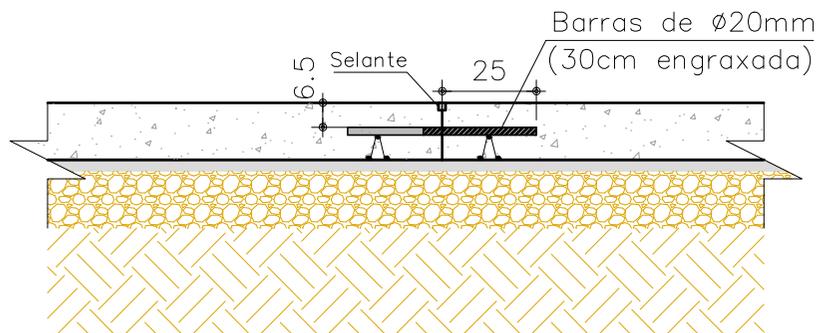
3) COBRIMENTO DAS ARMADURAS:

PLACAS 2,5 cm;
PILARES 3,0 cm;
PISO 2,5 cm.

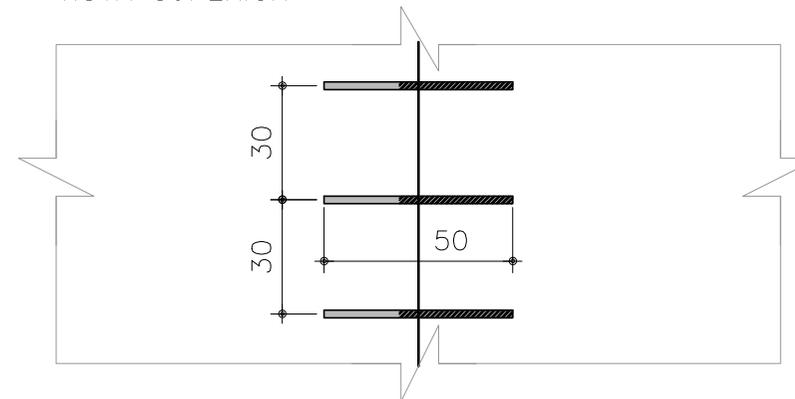
4) RESISTÊNCIA DO AÇO

UTILIZAR AÇO CA-25 PARA BARRAS DE TRANSFERÊNCIA;
UTILIZAR AÇO CA-60 PARA A TELA SOLDADA.

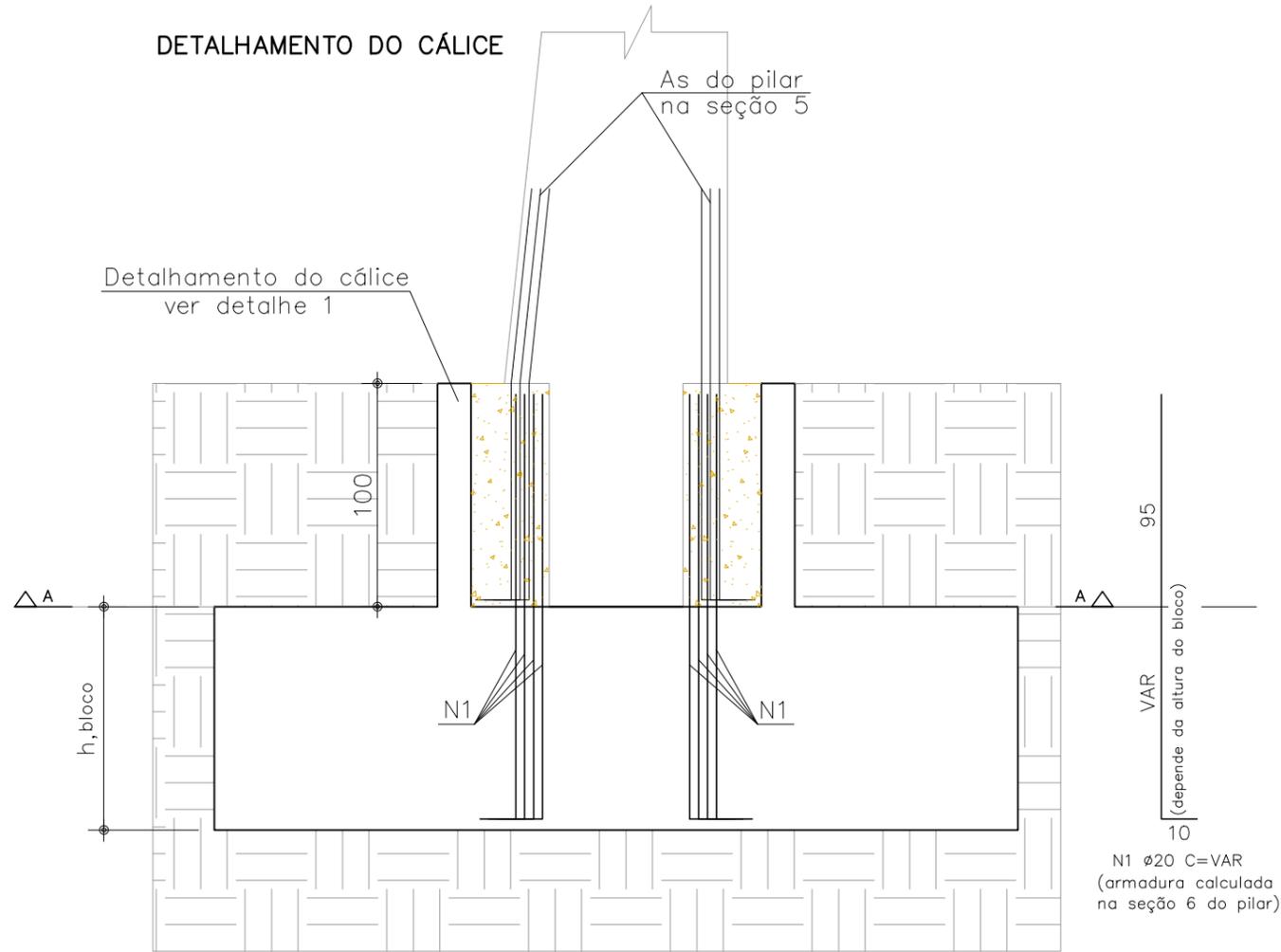
DETALHE 2: BARRAS DE TRANSFERÊNCIA



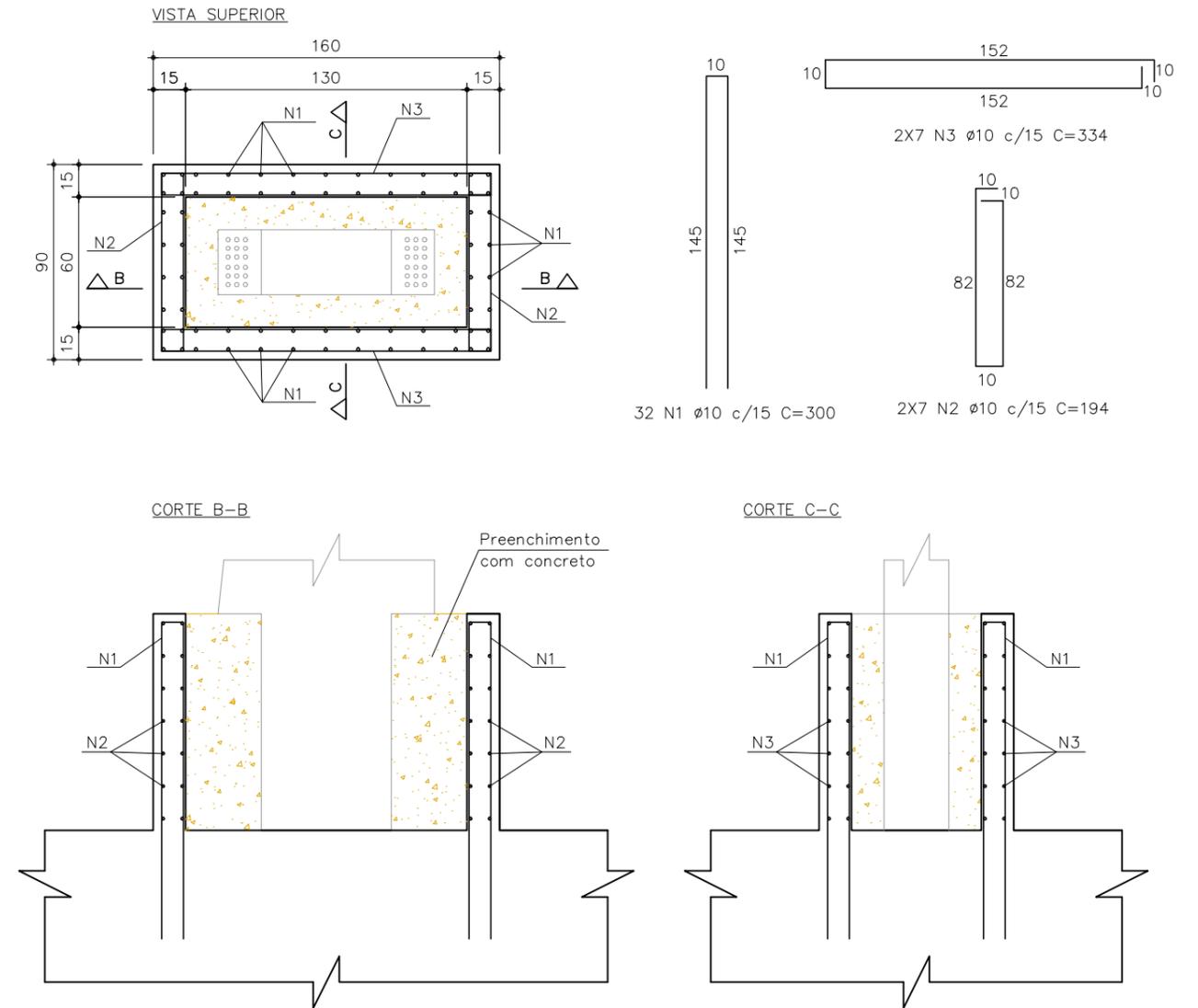
VISTA SUPERIOR



DETALHAMENTO DO CÁLICE

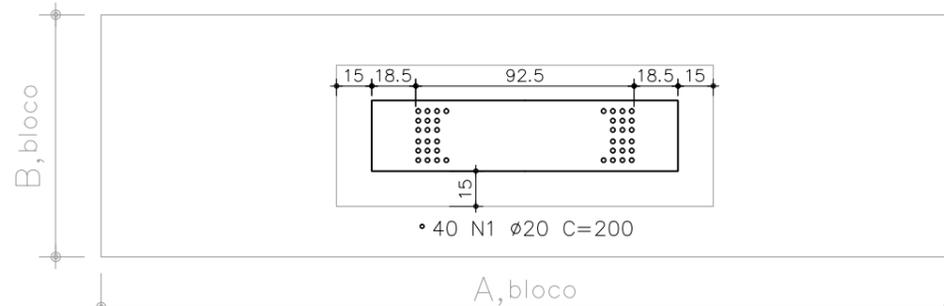


DETALHE 1: CÁLICE PARA OS PILARES LATERAIS



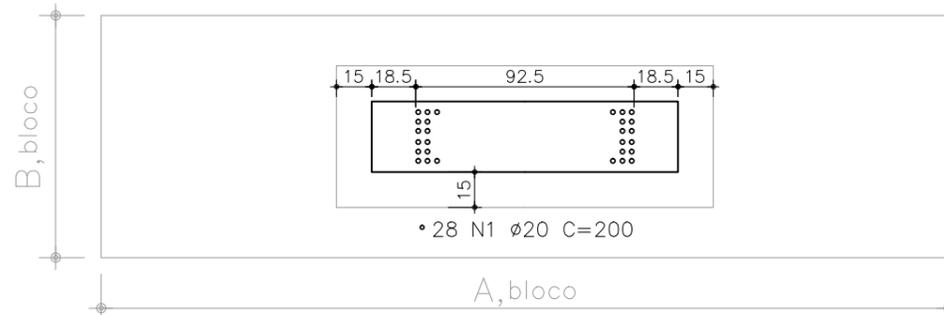
PILAR 1

CORTE A-A



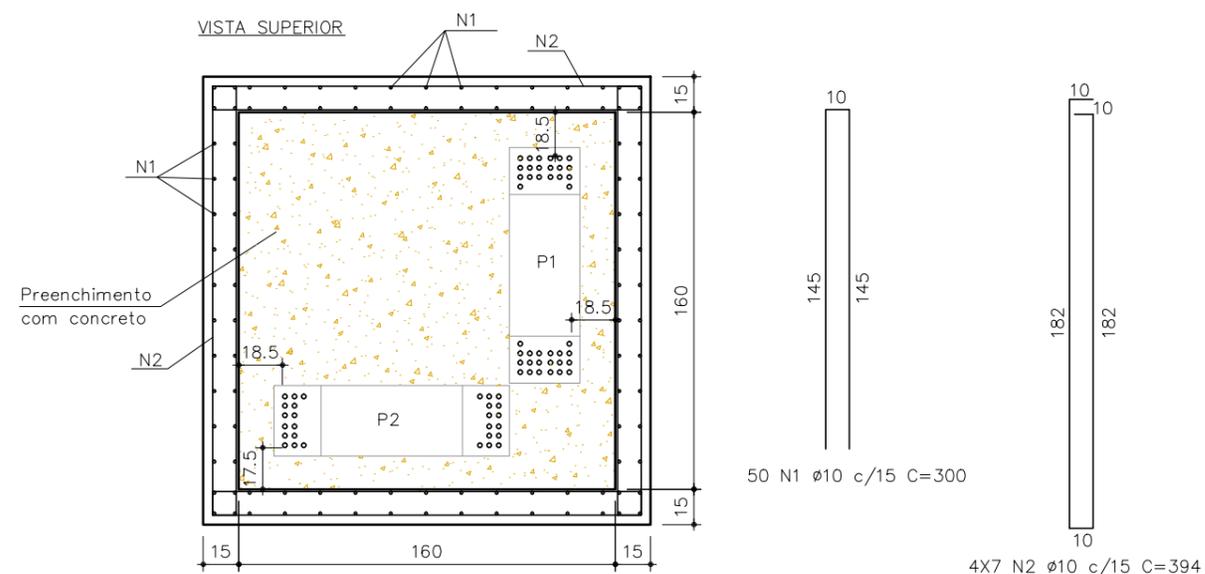
PILAR 2

CORTE A-A



DETALHE 2: CÁLICE PARA OS PILARES DE CANTO

VISTA SUPERIOR



- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- RESISTÊNCIA DO CONCRETO:
UTILIZAR $f_{ck} \geq 30$ MPa (CLASSE C30)
PARA O PREENCHIMENTO DO CÁLICE.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS DO CÁLICE:
EXTERNO 4,0 cm;
INTERNO 1,0 cm.
- RESISTÊNCIA DO AÇO
UTILIZAR AÇO CA-50.

REPRESENTAÇÃO DAS ARMADURAS

