

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS EM PAREDES DE
CONCRETO PRÉ-MOLDADO DE SILOS
HORIZONTAIS

JOSÉ ROBERTO RASI

São Carlos

2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS EM PAREDES DE
CONCRETO PRÉ-MOLDADO DE SILOS HORIZONTAIS

JOSÉ ROBERTO RASI

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho.

São Carlos

2014

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

R224ae Rasi, José Roberto.
Alternativas estruturais em paredes de concreto pré-
moldado de silos horizontais / José Roberto Rasi. -- São
Carlos : UFSCar, 2014.
183 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2014.

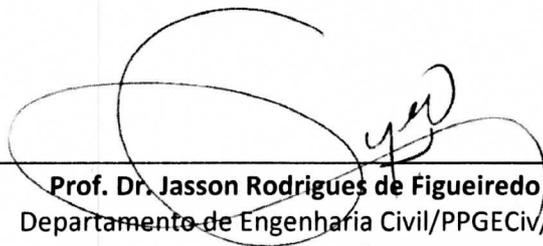
1. Painel pré-moldado. 2. Silos. 3. Pressão. 4.
Dimensionamento. I. Título.

CDD: 624.18 (20ª)

JOSÉ ROBERTO RASI

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 10 de abril de 2014.

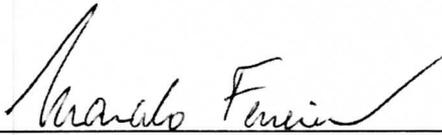
Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Orientador



Prof. Dr. Carlito Calil Junior
Departamento de Estruturas/Escola de Engenharia de São Carlos/USP



Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a oportunidade de realizar este trabalho e vencer mais uma etapa de minha vida.

A minha esposa Maria Aparecida e as minhas filhas Marília e Beatriz por terem dado o suporte necessário para estudar e seguir o meu caminho.

Ao Professor Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho, pela sua amizade, apoio e orientação durante a realização deste trabalho.

Ao Professor Francisco Carlos Gomes, pelos importantes ensinamentos passados, pela amizade e hospitalidade durante minha estada na UFLA.

Ao Professor Marcelo de Araujo Ferreira, pela sua colaboração e pelas preciosas sugestões dadas ao longo do trabalho.

Ao Professor José Carlos Paliari, coordenador do Programa de Pós-Graduação, pela sua consideração e amizade.

Ao colega Jorge Augusto Serafim pela sua contribuição no detalhamento dos modelos.

Aos Dr. Juan Diego Ferres, Diretor Industrial e Eng^o. José Anthero C. Pelloso, Gerente de Engenharia e Obras da Granol Indústria, Comercio e Exportação S/A pela colaboração com a pesquisa.

Ao Sr. José Ricardo Raymundo, Diretor da Tamoyos Tupã Indústria e Comercio de Artefatos de Cimento Ltda. pela colaboração com a pesquisa.

A todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo apresentar estudos de varias alternativas estruturais para paredes em painéis pré-moldados de concreto para silos horizontais, considerando a aplicação de ações causadas pelo empuxo dos produtos armazenados. As pressões horizontais causadas pelo empuxo dos produtos armazenados foram determinadas pelo método proposto por GOMES (2000). Determina os momentos fletores e os deslocamentos através do Método dos Elementos Finitos, os custos de fabricação e apresenta os resultados de cada tipo de painel estudado e compara os resultados obtidos. Foram estudados seis painéis pré-moldados com o mesmo volume de concreto: painel liso bi-apoiado, painel com vigas nas bordas bi-apoiado, painel TT bi-apoiado, painel liso bi-apoiado engastado no piso, painel com vigas nas bordas bi-apoiado e engastado no piso e painel TT bi-apoiado e engastado no piso. Estes painéis foram considerados inicialmente como lajes verticais com carregamento horizontal submetido a duas condições de apoios: simplesmente apoiado em dois pilares pré-moldados em concreto armado e simplesmente apoiados nos dois pilares pré-moldados em concreto armado e com restrição horizontal, através de ferragem de engaste junto ao piso. Os pilares de concreto armado e o piso foram admitidos como indeslocáveis. Os estudos realizados neste trabalho indicaram que o painel simplesmente apoiado apresentou o maior deslocamento de todos os painéis. O painel com vigas nas bordas apoiado nos pilares e engastado no piso foi a alternativa estrutural que teve o menor deslocamento máximo e o painel liso simplesmente apoiado e engastado no piso foi a alternativa de menor custo de fabricação. O painel liso bi-apoiado apresentou deslocamento excessivo na zona de maior carregamento.

Palavras-chave: Silos horizontais, ações, pressões, dimensionamento, painéis pré-moldados

ABSTRACT

This paper aims to present studies of various structural alternatives for precast concrete walls for horizontal silos considering the implementation of actions caused by the earth pressure of the stored products. The Horizontal pressure was determined by the GOMES (2000) model. Determining the displacements and the bending moment through the finite element method, manufacturing costs and presents the results of each panel type studied and compares the results obtained.

Six types of panels with the same concrete volume: flat panel bi-supported, panel with exposed edges beans bi-supported, and panel TT bi-supported, flat panel bi-supported and supported by floor, panel with exposed edges beans bi-supported and supported by floor and panel TT bi-supported and supported by floor. These panels were considered initially as vertical slabs with horizontal load subjected to two conditions of support: simply supported on two pillars precast reinforced concrete and simply supported on two pillars precast reinforced concrete floor and the horizontal silo through embed hardware. The concrete columns and floors were admitted no displacement.

The studies conducted in this work indicate that the panel bi-supported had the highest simply supported had the biggest displacement. The panel with exposed edges beans bi-supported and supported by floor was the alternative structure which had the lowest maximum displacement and the flat panel simply supported and supported by floor was the lower cost alternative manufacturing. The flat panel bi-supported presented excessive displacement in the higher loading.

Key-words: Horizontal silos, loads, stress, designing, pre-cast panel.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	Objetivos.....	20
1.1.1	Objetivo principal.....	20
1.1.2	Objetivos específicos.....	20
1.2	Desenvolvimento do trabalho.....	21
2	DEFINIÇÕES E CONCEITOS.....	22
2.1	Silos.....	22
2.1.1	Armazenagem convencional.....	22
2.1.2	Armazenagem a granel.....	25
2.1.3	Silos circulares de diâmetro maior que altura.....	37
2.2	Painéis pré-moldados de concreto armado.....	41
2.2.1	Introdução.....	41
2.2.2	Tipos de painéis pré-moldados.....	42
2.2.3	Dimensionamento dos painéis pré-moldados de concreto.....	44
3	PRESSÕES EXERCIDAS PELOS PRODUTOS ARMAZENADOS.....	52
3.1	Introdução.....	52
3.2	Teoria das pressões.....	52
3.2.1	Teoria de Janssen.....	53
3.2.2	Teoria de Rankine.....	56
3.2.3	Teoria de Coulomb (1776).....	59
3.2.4	Teoria de Airy.....	61
3.2.5	Teoria de M. e A. Reimbert para células baixas.....	64
3.3	Considerações de pesquisadores a respeito das teorias de pressão.....	68
3.4	O parâmetro K.....	70
3.5	Propriedades físicas dos produtos armazenados.....	73
3.5.1	Peso específico.....	74
3.5.2	Ângulo de repouso e ângulo de atrito interno.....	75
3.5.3	Ângulo efetivo de atrito interno.....	75
3.5.4	Ângulo e coeficiente de atrito com a parede.....	76
3.6	Pressões horizontais utilizados neste trabalho.....	78
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	79
4.1	Considerações gerais.....	79
4.1.1	Escolha do silo horizontal utilizado como base.....	79
4.1.2	Tipologia dos painéis pré-moldados.....	79
4.2	Cálculo das pressões.....	82
4.2.1	Peso específico.....	82

4.2.2	Coeficiente K	82
4.2.3	Pressões nas paredes laterais	83
4.3	Painéis analisados	86
4.3.1	Painel liso	88
4.3.2	Painel com vigas nas bordas	93
4.3.3	Painel TT.....	97
4.4	Análise dos painéis	99
4.4.1	Método dos Elementos Finitos	99
4.4.2	Discretização dos painéis.....	102
4.4.3	Carregamentos e vinculações.....	103
5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	106
5.1	Resultados da análise obtidos pelo Método dos Elementos Finitos ..	106
5.1.1	Deslocamentos	106
5.1.2	Momentos fletores M_x	112
5.1.3	Momentos fletores M_y	118
5.1.4	Esforços solicitantes nas vigas dos painéis.....	124
5.2	Detalhamento.....	132
5.3	Custos.....	132
5.3.1	Custo de fabricação do PLB.....	132
5.3.2	Custo de fabricação do PLE.....	133
5.3.3	Custo de fabricação do PVBB.....	133
5.3.4	Custo de fabricação do PVBE.....	133
5.3.5	Custo de fabricação do PTTB.....	134
5.3.6	Custo de fabricação do PTTE.....	134
5.4	Síntese dos resultados.....	134
5.5	Análise dos resultados	137
5.5.1	Análise quanto aos deslocamentos	137
5.5.2	Análise quanto à estanqueidade.....	138
5.5.3	Análise quanto ao custo de fabricação e taxa de armadura	139
6	CONCLUSÕES.....	140
6.1	Conclusões com base nos resultados	140
6.2	Conclusões gerais.....	141
6.2.1	Quanto à utilização:.....	141
6.2.2	Quanto à fabricação e montagem:.....	141
	REFERENCIAS BIBLIGRÁFICAS.....	142
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	148
	ANEXOS.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução da produção de grãos e da capacidade estática de armazenamento.....	17
Figura 2 – Colapso de silo horizontal de fundo plano.....	19
Figura 3 – Silo inflável instalado em uma unidade de armazenamento de grãos.....	23
Figura 4 – Vista interna de um armazém estruturado.....	24
Figura 5 – Vista interna de um armazém convencional.....	25
Figura 6 – Bateria de silos metálicos.....	27
Figura 7 – Silos verticais de concreto.....	27
Figura 8 – Silo horizontal elevado de paredes e cobertura monolíticas.....	29
Figura 9 – Vista externa e corte de um silo horizontal Pavan.....	30
Figura 10 – Silo horizontal não elevado.....	30
Figura 11 – Corte interno de silo horizontal de fundo plano.....	31
Figura 12 – Vista interna de silo horizontal fundo plano.....	32
Figura 13 – Corte interno de silo horizontal fundo semi – V.....	33
Figura 14 – Vista interna de silo horizontal fundo semi – V.....	33
Figura 15 – Corte interno de silo horizontal fundo – V.....	34
Figura 16 – Silo horizontal fundo – V em fase final de construção.....	35
Figura 17 – Vista interna de silo horizontal fundo – V, carregado com soja.....	35
Figura 18 – Vista interna de silo horizontal fundo – V em operação de descarga.....	36
Figura 19 – Corte interno de silo horizontal fundo duplo – V.....	37
Figura 20 – Silo circular com cobertura cônica.....	38
Figura 21 – Silo circular com cobertura em cúpula.....	39
Figura 22 – Vista aérea de silo circular fundo semi-V.....	40
Figura 23 – Silo circular fundo semi - V.....	40
Figura 24 – Montagem de painel de fechamento vertical.....	42
Figura 25 – Tipos de painéis em relação à geometria da seção transversal.....	43
Figura 26 – Momentos fletores devido desforma em uma borda com dois pontos....	46
Figura 27 – Momentos fletores devido desforma em uma borda com quatro pontos de içamento.....	47
Figura 28 – Momentos fletores devido desforma com levantamento horizontal com quatro pontos de içamento.....	47

Figura 29 – Momentos fletores devido desforma com levantamento horizontal com oito pontos de içamento.....	48
Figura 30 – Momentos fletores devido a desforma representado linearmente.....	48
Figura 31 – Esquema de desmontagem com levantamento de mesa.....	49
Figura 32 – Desmontagem com levantamento de mesa em fabrica.....	49
Figura 33 – Transporte rodoviário de painéis curtos.....	50
Figura 34 – Transporte rodoviário de painéis longos.....	50
Figura 35 – Transporte rodoviário de painéis longos.....	50
Figura 36 – Forças agindo sobre uma camada elementar.....	54
Figura 37 – Empuxo ativo e empuxo passivo.....	56
Figura 38 – Pressões exercidas pelo produto de acordo com Rankine.....	57
Figura 39 – Silo horizontal – diagrama de pressão lateral – Rankine.....	59
Figura 40 – Representação gráfica para empuxo de acordo com Coulomb.....	60
Figura 41 – Plano de deslizamento do produto armazenado.....	61
Figura 42 – Representação gráfica do equilíbrio de uma cunha granular.....	64
Figura 43 – Superfície de ruptura.....	65
Figura 44 – Definição da cunha de ruptura para superfície inclinada.....	66
Figura 45 – Pressões ativas nas paredes do silo horizontal.....	69
Figura 46 – comportamento de K em relação aos movimentos da parede.....	70
Figura 47 – Representação gráfica do efetivo ângulo de atrito.....	76
Figura 48 – Determinação do atrito com a parede na célula de Jenike.....	77
Figura 49 – Lugar geométrico de deslizamento do produto com a parede.....	78
Figura 50A – Painéis analisados bi apoiados.....	80
Figura 50B – Painéis analisados bi apoiados e engastados no piso.....	81
Figura 51 – Diagrama de pressão horizontal.....	84
Figura 52 – Pressões ativas nas paredes determinadas para $h = 3,00$ m.....	85
Figura 53 – Vista interna de silo horizontal.....	86
Figura 54 – Vista interna de painéis de fechamento em silo horizontal.....	87
Figura 55 – Corte esquemático de silo horizontal.....	87
Figura 56 – Painel liso bi-apoiado (PLB).....	88
Figura 57 – Montagem da ferragem de painel liso bi-apoiado, em campo.....	89
Figura 58 – Concretagem de painel liso bi-apoiado, em campo.....	89
Figura 59 – Painel liso bi-apoiado em processo de cura.....	90
Figura 60 – Painel liso bi-apoiado com engaste no piso (PLE).....	90

Figura 61 – Montagem da ferragem de painel liso bi apoiado e apoiado no piso.....	91
Figura 62 – Painel liso com ferragem para fixação no piso, em cura.....	91
Figura 63 – Painel liso com ferragem para fixação no piso, nos pilares.....	92
Figura 64 – Silo horizontal com painéis liso com ferragem fixada no piso.....	92
Figura 65 – Painel com vigas nas bordas, bi-apoiado.....	93
Figura 66 – Painel com vigas nas bordas, bi-apoiado, montado.....	93
Figura 67 – Colocação de ferragens em painel com vigas nas bordas.....	94
Figura 68 - Painel com vigas nas bordas, bi-apoiado, pronto para instalação.....	94
Figura 69 – Montagem de painéis com vigas nas bordas, bi-apoiado.....	95
Figura 70 – Silo horizontal com painéis com vigas nas bordas, bi-apoiado.....	95
Figura 71 – Painel com vigas nas bordas, bi-apoiados e apoiado no piso.....	96
Figura 72 – Painel com vigas nas bordas, concretado no campo.....	96
Figura 73 – Painel TT bi-apoiado.....	97
Figura 74 – Painel TT, bi-apoiado, pronto para montagem.....	97
Figura 75 – Construção de silo horizontal com painéis TTs.....	98
Figura 76 – Silo horizontal com painéis TTs.....	98
Figura 77 – Painel TT bi-apoiado e apoiado no piso.....	99
Figura 78 – Painel plano discretizado em elementos finitos.....	100
Figura 79 – Discretização utilizada na análise pelo M. E. F.....	101
Figura 80 – Malha de elementos finitos do painel liso.....	102
Figura 81 – Malha de elementos finitos do painel com vigas nas bordas.....	102
Figura 82 – Malha de elementos finitos do painel TT.....	103
Figura 83 – Carregamento dos painéis.....	103
Figura 84 – Vinculações dos painéis apoiados nos pilares.....	104
Figura 85 - Vinculações dos painéis apoiados nos pilares e restrição horizontal....	105
Figura 86 – Símbolos vinculação típica dos painéis.....	105
Figura 87 – Deslocamentos do painel liso bi-apoiado (PLB).....	106
Figura 88 – Deslocamentos das bordas superior e inferior do PLB.....	106
Figura 89 – Deslocamentos do painel liso bi-apoiado e engastado no piso PLE....	107
Figura 90 – Deslocamentos das bordas superior e inferior do PLE.....	107
Figura 91 – Deslocamentos do painel vigas na borda bi-apoiado PVBB.....	108
Figura 92 – Deslocamentos das bordas superior, inferior e máximo do PVBB.....	108
Figura 93 – Deslocamentos do painel vigas na borda bi-apoiado engastado PVB.109	
Figura 94 – Deslocamentos das bordas superior e inferior do PVBE.....	109

Figura 95 – Deslocamento do painel TT bi-apoiado PTTE.....	110
Figura 96 – Deslocamentos das bordas superior e inferior do PTTB.....	110
Figura 97 - Deslocamento do painel TT bi-apoiado e engastado PTTE.....	111
Figura 98 – Deslocamentos das bordas superior e inferior do PTTE.....	111
Figura 99 – Momento M_x – painel liso bi-apoiado - PLB.....	112
Figura 100 – Momento M_x nas bordas superior e inferior do PLB.....	112
Figura 101 – Momento M_x – painel liso bi-apoiado e engastado PLE.....	113
Figura 102 – Momento M_x nas bordas superior e inferior do PLE.....	113
Figura 103 – Momento M_x – painel com vigas nas bordas, bi-apoiado PVBB.....	114
Figura 104 – Momento M_x nas bordas superior, inferior e máximo do PVBB.....	114
Figura 105 – Momento M_x – painel com vigas nas bordas, bi-apoiado e engastado PVBE.....	115
Figura 106 – Momento M_x nas bordas superior, inferior e máximo do PVBB.....	115
Figura 107 – Momento M_x – painel TT bi-apoiado - PTTB.....	116
Figura 108 – Momento M_x nas bordas superior, inferior e máximo do PTTB.....	116
Figura 109 – Momento M_x – painel TT bi-apoiado e engastado.- PTTE.....	117
Figura 110 – Momento M_x nas bordas superior e máximo do PTTE.....	117
Figura 111 – Momento M_y – painel liso bi-apoiado - PLB.....	118
Figura 112 – Momento M_y nas bordas do painel liso bi apoiado.....	118
Figura 113 – Momento M_y – painel liso bi-apoiado e engastado PLE.....	119
Figura 114 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e máximo do PLE.....	119
Figura 115 – Momento M_y – painel com vigas nas bordas bi-apoiado PVBB.....	120
Figura 116– Momentos M_y nas bordas superior, inferior e máximo do PVBB.....	120
Figura 117 – Momento M_y – painel com vigas nas bordas PVBE.....	121
Figura 118 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e máximo do PVBE.....	121
Figura 119 – Momento M_y – painel TT bi-apoiado PTTB.....	122
Figura 120 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e máximo do PTTB.....	122
Figura 121 – Momento M_y – painel TT bi apoiado e engastado PTTE.....	123
Figura 122 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e máximo do PTTE.....	123
Figura 123 – Momentos fletores das vigas horizontais do PVBB.....	124
Figura 124 – Momento fletor da viga horizontal superior do PVBB	124
Figura 125 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PVBB.....	125
Figura 126 –Momento fletor da viga horizontal do PVBE.....	125
Figura 127 – Momento fletor da viga horizontal superior do PVBE.....	125

Figura 128 – Momentos fletores das vigas horizontais do PTTB.....	126
Figura 129 – Momento fletor da viga horizontal superior do PTTB.....	126
Figura 130 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PTTB.....	126
Figura 131 – Momentos fletores das vigas horizontais do PTTE.....	127
Figura 132 – Momento fletor da viga horizontal superior do PTTE.....	127
Figura 133 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PTTE.....	127
Figura 134 – Forças cortantes das vigas horizontais do PVBB.....	128
Figura 135 – Força cortante da viga horizontal superior do PVBB.....	128
Figura 136 – Força cortante da viga horizontal inferior do PVBB.....	128
Figura 137 – Forças cortantes das vigas horizontais do PVBE.....	129
Figura 138 – Força cortante da viga horizontal superior do PVBE.....	129
Figura 139 – Forças cortantes das vigas horizontais do PTTB.....	130
Figura 140 – Força cortante da viga horizontal superior do PTTB.....	130
Figura 141 – Força cortante da viga horizontal inferior do PTTB.....	130
Figura 142 – Forças cortantes das vigas horizontais do PTTE.....	131
Figura 143 – Força cortante da viga horizontal superior do PTTE.....	131
Figura 144 – Força cortante da viga horizontal inferior do PTTE.....	131
Figura 145 – Custos comparativos dos painéis.....	135
Figura 146 – Momentos máximos M_x e M_y	136
Figura 147 – Deslocamentos máximos.....	136
Figura 148 – Taxa de armadura.....	136

LISTA DAS TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes dinâmicos.....	46
Tabela 2 – Tipos de carregamento e modelos teóricos M & A. Reimbert.....	67
Tabela 3 – Formulações para o valor de K sugeridas por diversas normas.....	72
Tabela 4 – Peso específico dos produtos comum as normas.....	74
Tabela 5 – Resultados obtidos nos ensaios de propriedades do milho.....	80
Tabela 6 – Limites de K em função do ângulo de atrito interno.....	81
Tabela 7 – Valores das propriedades do milho segundo as normas.....	81
Tabela 8 – Coeficientes de ponderação das ações.....	82
Tabela 9 – Custo de fabricação do PLB.....	132
Tabela 10 – Custo de fabricação do PLE.....	133
Tabela 11 – Custo de fabricação do PVBB.....	133
Tabela 12 – Custo de fabricação do PVBE.....	133
Tabela 13 – Custo de fabricação do PTTB.....	134
Tabela 14 – Custo de fabricação do PTTE.....	134
Tabela 15 – Esforços, deslocamentos, taxa de armadura e custo de fabricação....	135
Tabela 16 – Comparativo dos custos dos painéis.....	135

LISTA DE ABREVIATURAS E NOMECLATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ANSI	American National Standard Institute
AS	Australian Standard
BMHB	British Materials Handling Board
DIN	Deutsche Industrie Norm
EUROCODE	European Committee for Standardization (ENV)
ISO	International Organization for Standardization
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Registrada
PCI	Prestressed/Precast Concrete Institute

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Ângulo de inclinação do fundo do silo
Φ	Ângulo de atrito
Φ_e	Ângulo de atrito efetivo
Φ_i	Ângulo de atrito interno
Φ_r	Ângulo de repouso do produto
Φ_w	Ângulo de atrito do produto com a parede
μ	Coeficiente de atrito interno efetivo = $\text{tg}\Phi_e$
μ'	Coeficiente de atrito do produto com a parede = $\text{tg}\Phi_w$
ρ	Densidade
γ	Peso específico do produto
γ_m	Valor médio do peso específico do produto
γ_u	Valor superior do peso específico do produto
a_o	Distancia genérica para cálculo de pressão
E_a	Empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
g	Aceleração da gravidade
h	Altura
K	Relação entre as pressões horizontais e verticais
K_a	Coeficiente de empuxo ativo
K_0	Coeficiente de empuxo em repouso
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
m	Esforços
P_a	Pressão lateral ativa
P_h	Pressão horizontal
P_p	Pressão lateral passiva
P_v	Pressão vertical
YL	Lugar geométrico de deslizamento do produto
w	Deslocamento
z	Profundidade

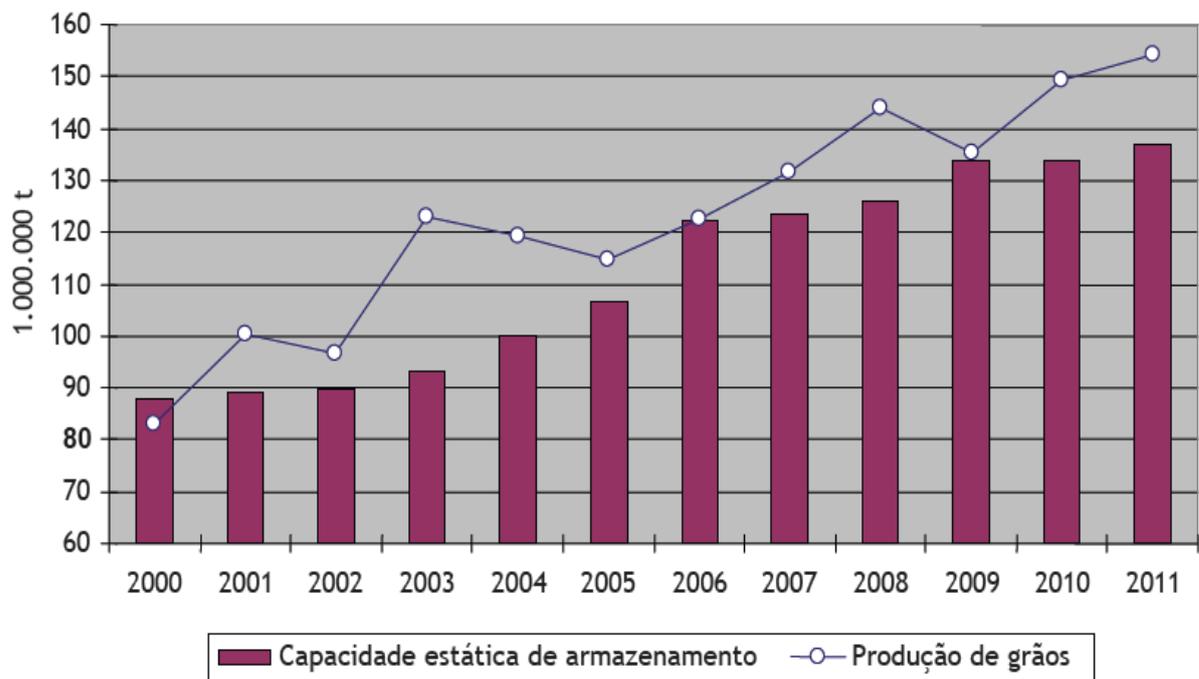
1 INTRODUÇÃO

A concentração da crescente produção agrícola brasileira em poucos itens (grãos), com períodos de colheitas coincidentes, tem exigido a modernização da infra-estrutura de armazenagem e transporte, visando a um eficiente sistema logístico para escoamento (no tempo e no espaço) das safras.

Embora crescentes, nos últimos anos os investimentos em infra estrutura de armazenagem no Brasil não tem acompanhado o dinamismo da agricultura, afetando o sistema logístico para a movimentação das safras de grãos, provocando congestionamento nas estradas, nos portos e, sobretudo, nos pátios das instalações para recepção das mercadorias a serem armazenadas.

Segundo NOGUEIRA JR e TSUNECHIRO (2011), nas duas mais recentes safras, por sinal recordes, observa-se defasagem acentuada entre produção de grãos e capacidade estática de armazenamento (Figura 1).

Figura 1 – Evolução da produção de grãos e da capacidade estática de armazenagem.



Fonte: Nogueira Jr e Tsunechiro (2011)

AZEVEDO *et al* (2008) afirma que o nível ideal que a capacidade estática de armazenamento brasileira precisa suportar deve ser um mínimo de 20% superior à quantidade de grãos produzida pelo país.

A necessidade de ampliar a capacidade da rede armazenadora atendendo as exigências dos novos materiais de construção e das solicitações de projeto, tornaram o estudo de silos bastante empolgante para os pesquisadores, projetistas e construtores (GOMES, 2000).

Nos projetos de silos horizontais, as ações devido ao peso próprio, peso dos equipamentos (máquinas, cabos e correias transportadoras), ventos e outros (recalques diferenciais de apoios, protensão, vibração de máquinas) devem ser consideradas, mesmo sabendo que as suas parcelas de contribuição nas combinações são menores quando comparadas às ações devidas ao produto armazenado (NEGRISOLI, 1997).

Segundo HEZEL (2007), a determinação das pressões de forma direta vem sendo estudada por diversos pesquisadores nos últimos tempos. Embora seja o modelo mais utilizado em todo o mundo, a previsão das pressões atuantes nas paredes e fundo, devido ao produto armazenado, é bastante complexa e há divergências entre os pesquisadores e as normas estrangeiras. Tal complexidade é decorrente da heterogeneidade dos parâmetros dos produtos. Observam-se diferentes resultados obtidos experimentalmente para as pressões horizontais, verticais e a relação entre elas (parâmetro K). Isto tem levado diversos pesquisadores a formularem diferentes teorias sobre as pressões nos silos.

Gomes (2000) relata que o estudo do comportamento das pressões tem se destacado nas diversas áreas de pesquisa relacionado às estruturas de armazenamento. Nas últimas décadas muitos trabalhos foram desenvolvidos em relação à determinação das pressões nos silos, com ênfase às estruturas verticais. Pouco se conhece sobre as teorias empregadas no estudo dos silos horizontais e um número restrito de pesquisas retratam as dificuldades encontradas para a avaliação dessas estruturas.

FREITAS (2001) descreve que existe uma grande dificuldade para a obtenção das ações reais exercidas pelo produto armazenado nas paredes e fundo de silo e esta dificuldade deve-se às seguintes razões:

- a) O comportamento de produtos granulares não está completamente entendido nem quantitativamente predito;
- b) A interação complexa entre o produto e a estrutura de contenção não é quantificada convenientemente;
- c) A heterogeneidade do produto armazenado;
- d) A variação das propriedades físicas dos produtos armazenados, e
- e) As variadas situações de armazenamento.

SILVA (2002) verificou que o desempenho estrutural dos pavilhões graneleiros construídos em Pelotas e cidades vizinhas tem-se mostrado insatisfatório, apresentando várias patologias, como fissuras nas estruturas, grandes deformações e até rupturas. Algumas destas rupturas ocorrem por problemas estruturais, devido tanto a erros de projeto como erros de construção (Figura 2).

Figura 2 – Colapso de silo horizontal fundo plano.



Fonte: O próprio autor.

Os erros de projeto mais frequentes são:

- a) Subestimar as pressões horizontais causadas pela massa de grãos armazenada, e
- b) A insuficiência de detalhamento no projeto para guiar a construção.

De acordo com RASI (2009), atualmente o sistema construtivo mais utilizado na construção de silos horizontais é pré-moldado de concreto armado. As paredes laterais e frontais são geralmente construídas com pilares e placas pré-moldadas, formando uma estrutura articulada. Esta solução permite abrir mais frentes de trabalho, sobrepondo as atividades na obra, reduzindo os prazos e os custos das construções (GOMES, 2000).

A proposta deste trabalho surge neste contexto, onde existe a necessidade de estudar e avaliar o comportamento estrutural das paredes de silos horizontais sob as pressões horizontais causadas pela massa de grãos e avaliar as alternativas estruturais em paredes de concreto pré-moldados de silos horizontais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal do presente trabalho é estudar as alternativas estruturais de seis tipos de painéis pré-moldados em concreto armado para paredes verticais de silos horizontais e os seus custos de fabricação. Pretende-se com isso auxiliar nas decisões referentes à utilização ou não de um tipo estrutural de um painel particular.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Realizar uma breve revisão bibliográfica relativa à pesquisa: propriedade física dos produtos armazenados, pressões internas em silos horizontais e painéis pré-moldados em concreto armado;
- Desenvolver os cálculos teóricos das pressões exercidas pelos produtos armazenados, nas paredes de silo horizontal, adotando resultados do trabalho de GOMES (2000);
- Determinar os momentos fletores e deslocamentos nas paredes de silo horizontal pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa SAP 2000;
- Estabelecer os custos de fabricação de cada tipo de painel, e
- Analisar os resultados e comportamentos dos painéis.

1.2 Desenvolvimento do trabalho

A dissertação está estruturada da forma apresentada a seguir:

No capítulo 1, apresenta-se a importância do tema, os objetivos da pesquisa e a estrutura de apresentação do trabalho;

No capítulo 2, define-se silos e suas classificações, abordando principalmente os silos horizontais e o armazenamento de grãos nesse tipo de silos;

No capítulo 3, procura-se descrever as pressões de produtos armazenados, a fundamentação teórica, as propriedades físicas dos grãos armazenados, a comparação entre as principais teorias das pressões em silos e o parâmetro K ;

No capítulo 4, são descritos os painéis pré-moldados em concreto armado, o cálculo das pressões atuantes nas paredes verticais de silos horizontais e a análise dos painéis pelo método dos elementos finitos.

No capítulo 5 são apresentados os resultados das análises dos painéis pelo M.E.F., os custos de fabricação dos painéis e comparação dos resultados obtidos;

E, finalmente no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e considerações finais deste trabalho.

2 DEFINIÇÕES E CONCEITOS

2.1 Silos

De acordo com CHEUNG (2007) a palavra silo tem raiz grega *sirus*, que significa lugar profundo, cavernoso e escuro. Nos dias atuais, o significado da palavra silo é um grande depósito para armazenar cereais, forragens, etc.

Para SOARES e FERREIRA (2000), silo é uma benfeitoria agrícola projetada para o armazenamento de produtos agrícolas, normalmente depositados no seu interior sem estarem ensacadas. Já para SILVA (1998), silos são instalações rurais ou industriais cuja finalidade básica é armazenar produto sólido, granular ou pulverulento a granel, possibilitando o mínimo de influência externa com o ambiente de estocagem, com o objetivo de manter inalteradas as características físicas, químicas e biológicas do produto, durante o período de armazenagem.

Segundo BORÉM et al (2001), no Brasil há uma grande diversidade de sistemas de armazenagem de grãos, podendo ocorrer armazenamento desde a forma mais rudimentar nos quais os grãos são acondicionados em potes de cerâmica, em tambores e tulhas, passando por armazéns construídos com os mais diversos materiais, armazéns a céu aberto, em piscinas ou silo subterrâneo, chegando a armazéns de alvenaria, silos metálicos e silos dotados sistema de atmosfera controlada com monitoramento e controles inteligentes.

Em seguida, aborda-se as formas mais comuns de armazenagem de grãos: convencional e a granel.

2.1.1 Armazenagem convencional

De acordo com DEVILLA (2004), apesar dos avanços tecnológicos dos últimos anos, a maior parte dos grãos, no Brasil, é armazenada em sacos, dispostos no armazém. O saco de grãos é uma unidade que se adapta ao manuseio e ao comércio em pequena escala.

NEVES (2007) observa que no Brasil existe um grande número de armazéns chamados convencionais. Este tipo possui fundo plano e normalmente é constituído de um só compartimento. Existem os seguintes tipos de armazenagem convencional:

a) Galpões ou depósitos

São unidades armazenadoras constituídas de adaptação feitas a construções inicialmente projetadas para outras finalidades e não apresentam características técnicas necessárias à armazenagem segura e são utilizadas em caráter de emergência, para armazenagem em períodos curtos.

b) Armazéns infláveis

Os armazéns infláveis são construídos de vinil ou polietileno e necessitam de ventiladores de alta potência e alta vazão para sua sustentação (Figura 3). Por suas características, são instalações tipicamente de emergência, sendo em geral, montados nas fronteiras agrícolas durante a safra. Apresentam a grande desvantagem de expor o produto às variações climáticas, pois há injeção constante de ar.

Figura 3 – Silo inflável instalado em uma unidade de armazenamento de grãos.



Fonte: Sansuy (2013)

c) Armazéns estruturados

São armazéns construídos, na maioria dos casos, com os mesmos materiais de vedação/fechamento dos armazéns infláveis, com estrutura de sustentação que eliminam os ventiladores (Figura 4). São mais resistentes que os armazéns infláveis e não expõem o produto às variações climáticas do local. São usados também em caráter emergencial, podendo vir a serem definitivos.

Figura 4 – Vista interna de um armazém estruturado.



Fonte: Pistelli (2013)

d) Armazéns convencionais

Os armazéns convencionais são projetados e construídos para uma adequada armazenagem por longos períodos. São geralmente construídas em alvenaria, estruturas metálicas ou mistas. Esses armazéns apresentam características técnicas necessárias como ventilação, impermeabilização do piso, iluminação e pé direito adequado (Figura 5).

Figura 5 – Vista interna de um armazém convencional.



Fonte: Mtagronews (2013)

2.1.2 Armazenagem a granel

O manuseio e armazenamento de grãos a granel constituem uma tendência global. No armazenamento a granel, os grãos são manipulados e armazenados sem a utilização de sacaria ou outros tipos de embalagens.

Atualmente, o armazenamento a granel é o sistema mais utilizado entre os produtores de médio e grande porte e é o principal sistema de armazenamento de cooperativas, indústrias processadoras de grãos, moinhos e terminais.

Segundo WEBER (2005), silos projetados para grãos a granel devem contar com todos os recursos de movimentação de carga e descarga mecanizada, com elevadores e correias transportadoras ou redlers (transportadores de correntes), moegas, máquinas de limpeza e secadores, sistemas de aeração e termometria. Estes silos foram largamente projetados e construídos nos anos 60, 70 e 80, e em muitos casos, ainda continuam sendo preferidos.

Os silos graneleiros podem ser construídos segundo projetos diferenciados e que são eleitos em função da localização, lençol freático, da existência de rochas, do espaço disponível, do tempo em que os grãos permanecerão armazenados e se será armazenado simultaneamente mais de um produto, portanto com ou sem septo divisório e outros aspectos.

Segundo BORÉM et al (2001), os silos destinados ao armazenamento de grãos a granel podem ser classificados quanto ao tipo de material usado em sua construção (silos de alvenaria, concreto armado, metálicos ou de madeira), quanto à sua posição em relação à superfície (silos elevados ou subterrâneos) ou ainda quanto à sua relação entre uma das medidas da base e a sua altura (silos verticais e silos horizontais).

2.1.2.1 Silos verticais

Os silos verticais apresentam a altura maior do que o diâmetro ou uma das dimensões da base. Os silos verticais mais comuns são os de concreto e metálico. Os silos de concreto são depósitos de média e grande capacidade. Apresentam custo inicial elevado, porém com alto ciclo operacional. São construídos de duas partes: a torre e o conjunto de células e entre - células. Estes silos normalmente estão localizados em grandes centros e em unidades terminais.

Os silos verticais de construção metálica são em geral de média e pequena capacidade, construídos de chapas lisas ou corrugadas, de aço galvanizado ou de alumínio. São equipados com sistemas de aeração que visa evitar o fenômeno de condensação de vapor d'água nas paredes internas do silo e a migração de umidade. A carga e descarga podem ser realizadas por equipamentos mecânicos portáteis. A montagem dos silos pode ser sobre piso de concreto ou elevado com fundo cônico para facilitar a descarga. Detalhes desses silos podem ser vistos nas Figuras 6 e 7, indicando alguns modelos utilizando diversos tipos de materiais construtivos.

Figura 6 – Bateria de silos metálicos



Fonte: O próprio autor.

Figura 7 – Silos verticais de concreto



Fonte: Dall'Acqua (2010)

2.1.2.2 Silos horizontais

Os silos horizontais, conhecidos no Brasil como armazéns graneleiros, conceituam-se como qualquer unidade armazenadora capaz de operar com grãos a granel, cuja altura seja menor que a base.

De acordo com GOMES (2000), além do baixo custo, exceto para os elevados, duas outras vantagens são apresentadas: a primeira refere-se à simplicidade do sistema estrutural e a segunda é que a estocagem é feita por montes, sobre lajes de concreto executadas diretamente sobre o terreno. Contudo a manutenção do armazenamento em condições satisfatórias requer uma estrutura que atenda as exigências de projetos de equipamentos e uma análise das patologias nas unidades já construídas.

2.1.2.2.1 Silos horizontais elevados

As células de armazenamento são elevadas do solo e possuem fundos inclinados, que facilitam a expedição dos grãos armazenados. São armazéns de alto custo. No Brasil, foram construídos dois tipos de silos horizontais elevados:

a) Silos Buffalo

Segundo WEBER (2005), alguns desses silos foram construídos em algumas localidades brasileiras com tecnologia nacional nos anos 60 e 70, e nos anos 70 e 80, foram construídas mais algumas unidades com tecnologia canadense. GOMES (2000) relata que as primeiras unidades foram construídas no Brasil, com tecnologia importada do Canadá, através da extinta CIBRAZEM, hoje CONAB. Existem cinco unidades, sendo duas unidades construídas nas cidades de Uberaba e Uberlândia, com capacidades de 25.000 e 100.000 toneladas, respectivamente. As unidades são multicelulares e o sistema estrutural é em concreto pré-moldado.

b) Silos horizontais elevados de paredes e cobertura monolíticas em concreto armado

A CEAGESP construiu varias unidades deste tipo com estruturas monolíticas em toda a sua execução. A unidade construída em Tupã em 1979 (Figura 8) mostra um silo de paredes e cobertura monolíticas, com capacidade de 20.000 toneladas. Estes silos com fundo em “V” elevado do solo, não possuem galeria inferior, mas apenas um canal de profundidade e largura adequada para abrigar um transportador de corrente de arraste (*redler*) e permitir a manutenção. A função deste transportador de corrente é de movimentar os grãos para transilagem (movimentação de grãos de uma célula para outra, ou para a mesma), ou expedir o produto, através de um elevador de canecas, que não descarregam através das descargas laterais rodoviárias ou ferroviárias.

Figura 8 – Silo horizontal elevado de paredes e cobertura monolíticas.



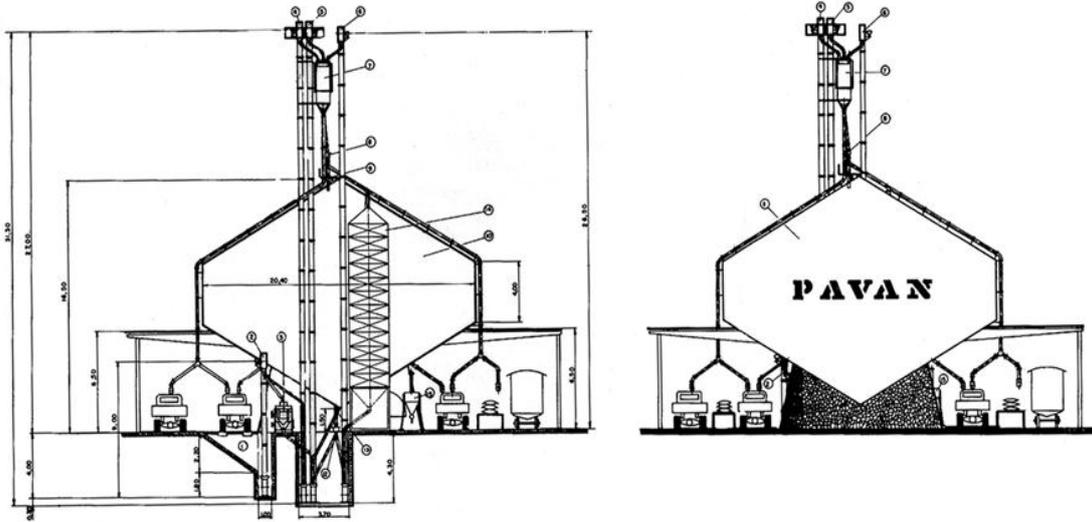
Fonte: CEAGESP (2012)

c) Silos Pavan

A Pavan Engenharia e Indústria Ltda., desenvolveu a pedido da CEAGESP, silos elevados com estruturas totalmente de concreto armado, semelhante aos silos Buffalos, como principal diferença que a torre de concreto para abrigos dos transportadores tipo elevadores e escadas de serviço foram substituídas por torres de estrutura metálicas. Duas grandes vantagens destas instalações podem ser citadas: a primeira é que são herméticas; a segunda, por serem elevadas e de

grande comprimento (100m), tem também a função de silo de expedição rodoviária de um lado e ferroviária de outro lado, Figura 9.

Figura 9 – Vista externa e corte de um silo horizontal Pavan.



Pavan (1972)

Fonte:

2.1.2.2.2 Silos horizontais não elevados

Os silos horizontais não elevados (Figura 10) podem ser classificados quanto ao tipo de fundo adotado: fundo plano, fundo semi-V, fundo em V e fundo duplo V.

Figura 10 – Silo horizontal não elevado.



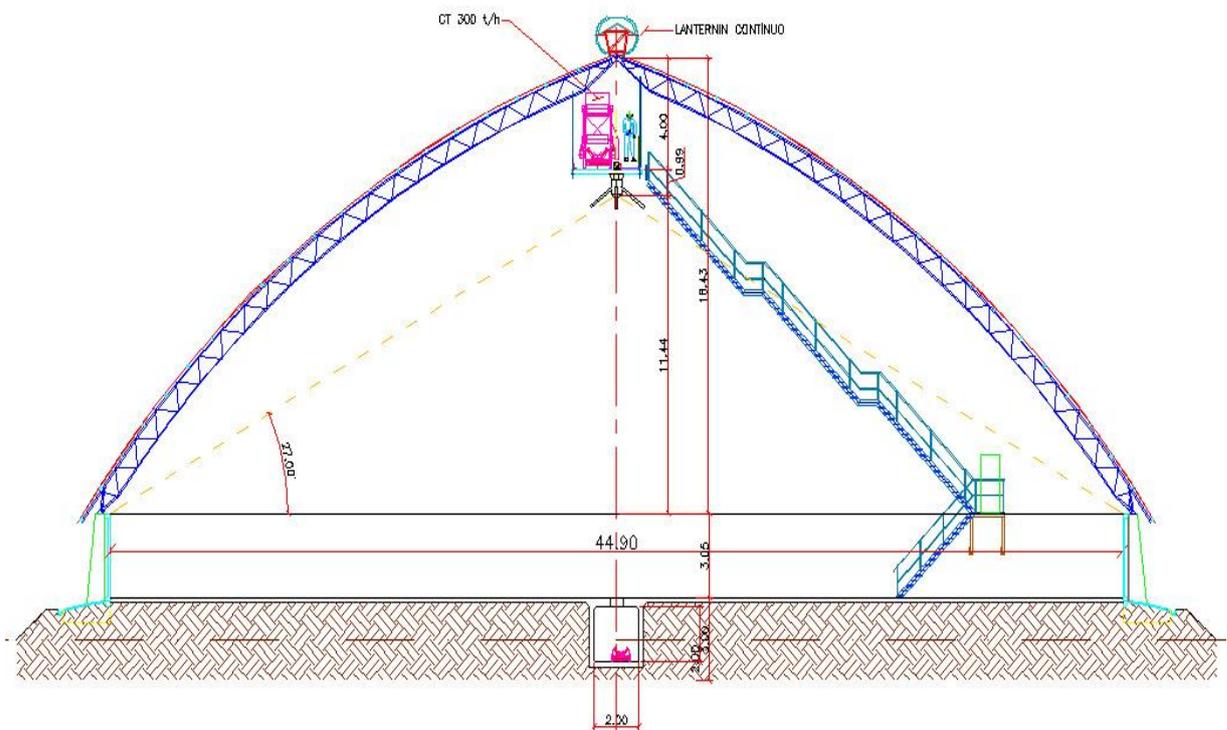
Fonte: O próprio autor.

a) Silo horizontal de fundo plano

De acordo com PAVAN (1972), os silos horizontais de fundo plano são indicados para regiões onde o lençol freático está próximo a superfície. Esse tipo de silo apresenta um elevado custo de movimentação de grãos, tornando-o antieconômico. (Figuras 11 e 12).

Os silos de fundo plano têm sido preteridos, pois possuem baixa capacidade de armazenamento comparado com os armazéns horizontais de fundos semi V e fundo V (considerando a mesma área construída) e também pela lenta descarga de boa parte dos grãos e pela necessidade da utilização de equipamentos como pá carregadeira e outros para movimentar os grãos da parte lateral.

Figura 11 – Corte interno de silo horizontal fundo plano.



Fonte: o próprio autor.

Figura 12 – Vista interna de silo horizontal de fundo plano.

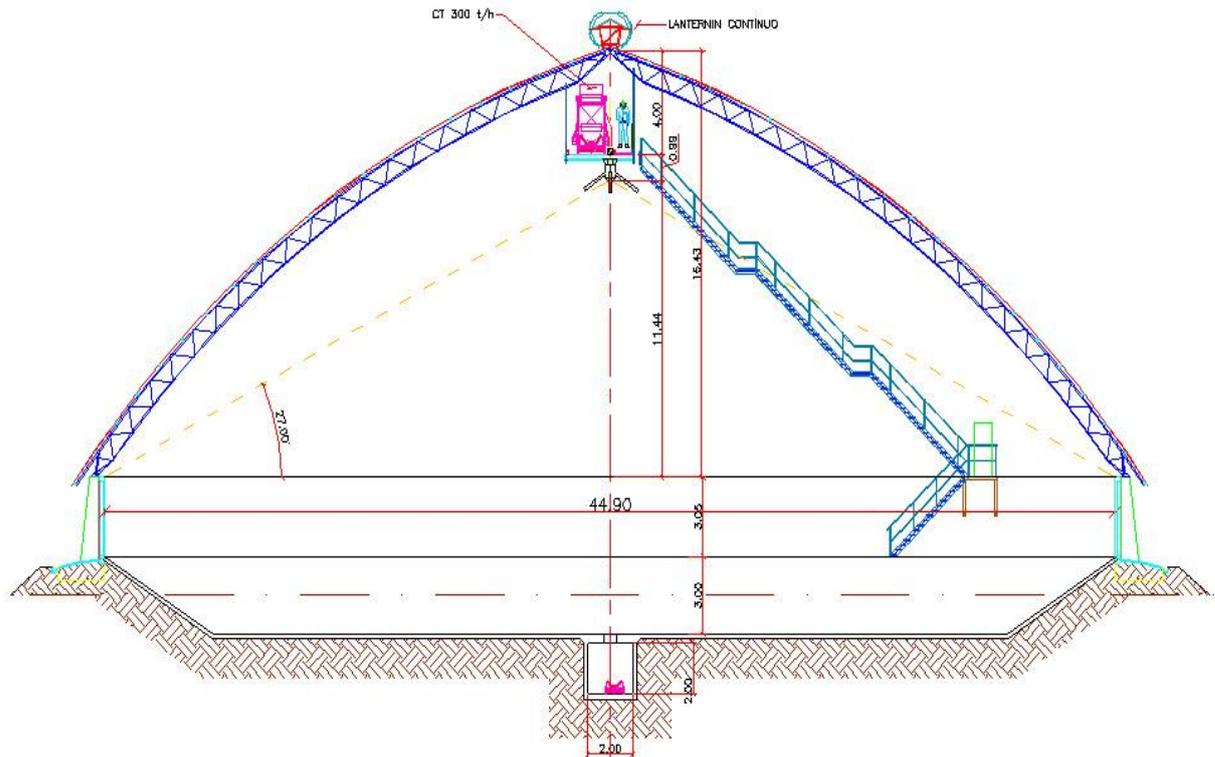


Fonte: ECL (2012)

b) Silo horizontal de fundo “semi-V”

De acordo com WEBER (2005), os silos horizontais de fundo “semi-V” são uma variante dos silos horizontais de fundo “V”, sendo esta opção importante nos casos que se queira evitar maior profundidade no solo devido à altura do lençol freático próximo a superfície ou ainda a existência de rochas. Nesse caso, a primeira parte do fundo é inclinada e a parte central é plana e horizontal. Este sistema tem como inconveniente que apenas o volume central descarrega por gravidade e os volumes laterais precisam ser movimentados por pá carregadeira ou trator contendo uma lâmina que arrasta os grãos até a parte central de onde caem na esteira para expedição. A vantagem diz respeito à possibilidade de utilizar o silo como armazém convencional, com acesso a caminhões através de portas laterais (Figuras 13 e 14).

Figura 13 – Corte interno de silo horizontal fundo “semi V”.



Fonte: O próprio autor.

Figura 14 – Vista interna de silo horizontal fundo “Semi-V”.

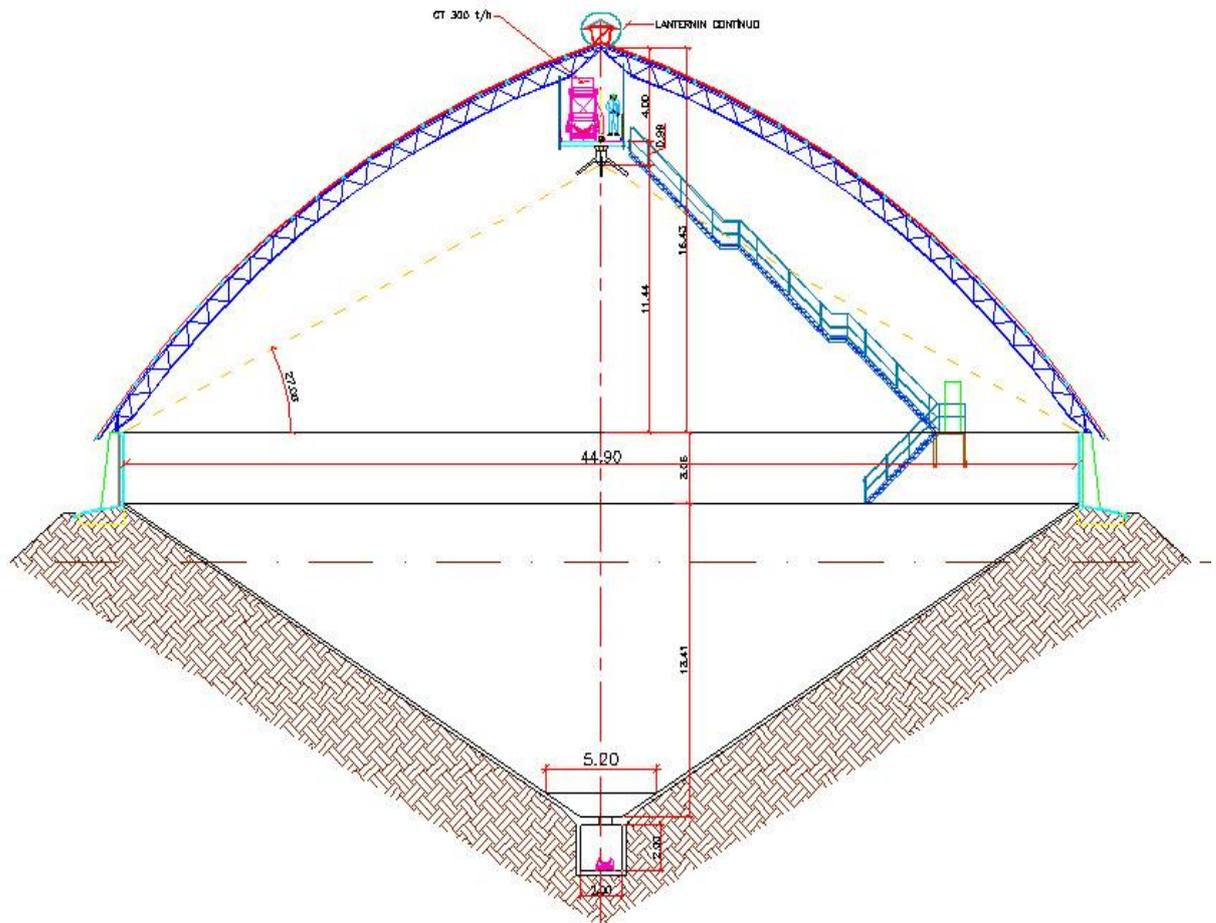


Fonte: Egelte (2008)

c) Silo horizontal de fundo “V”

Este silo horizontal é construído com o fundo inclinado das laterais ao centro, formando um “V”, têm a vantagem que a sua descarga é feita por gravidade (Figuras 15, 16, 17 e 18), com baixo custo operacional, devido os ângulos de inclinação do piso serem maiores que o ângulo de repouso dos cereais. A outra vantagem é a do expressivo aumento da capacidade de armazenagem da parte que fica abaixo do solo, sem o aumento de área construída.

Figura 15– Corte interno de silo horizontal fundo “V”



Fonte: O próprio autor.

Figura 16 – Silo horizontal fundo “V” em fase final de construção.



Fonte: MG Engenharia (2012)

Figura 17 – Vista interna de silo horizontal fundo “V” carregado com soja.



Fonte: Coamo (2012)

Figura 18 – Vista interna de silo horizontal fundo “V” em operação de descarga.

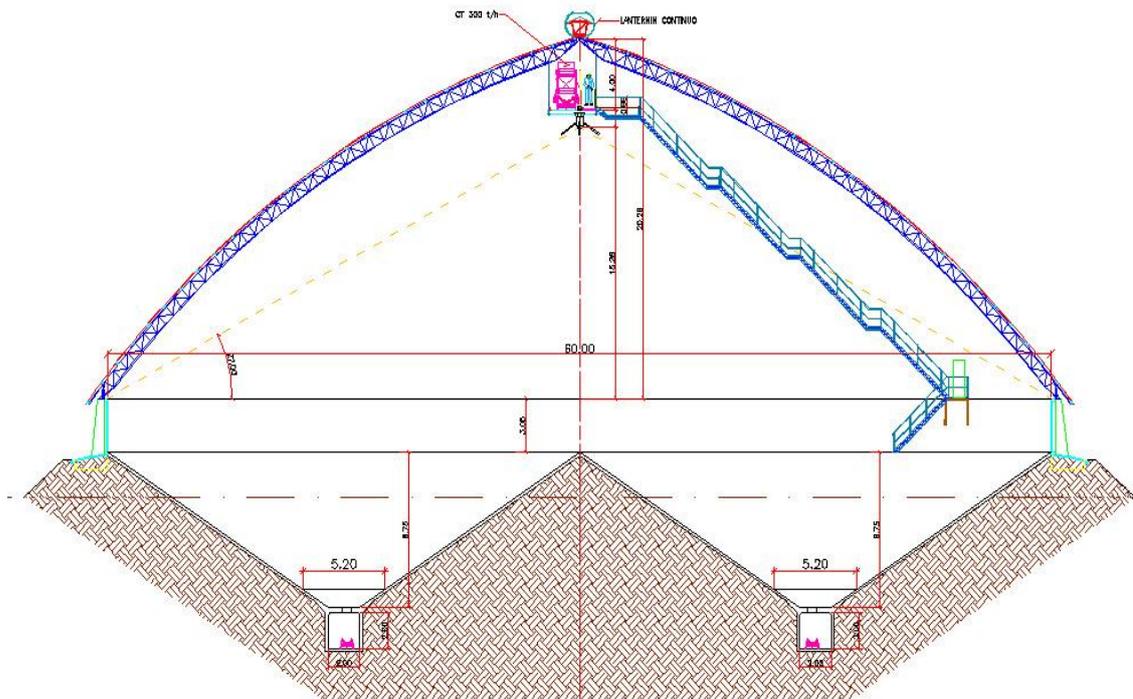


Fonte: O próprio autor.

d) Silo horizontal de fundo “duplo V”

O silo horizontal de fundo “V” pode ser projetado e construído com um fundo “duplo V”, também denominado de fundo “W”. Possui a finalidade de evitar escavações com maior profundidade, eliminando problemas com excesso de umidade do solo e pedras. O silo horizontal de fundo duplo V tem a vantagem que a descarga é totalmente realizada pela ação da gravidade e como desvantagem o custo de construção de dupla galeria e sistema de aeração mais complexa que o necessário em silos horizontais de fundo “V”. (Figura 19).

Figura 19 – Corte interno de silo horizontal fundo “duplo-V”



Fonte: O próprio autor.

2.1.3 Silos circulares de diâmetro maior que altura

Segundo PAVAN (1972), a forma circular de silos é a mais econômica para se armazenar um só produto. Os silos circulares de diâmetro maior que a altura podem ser classificados como silo horizontal e têm características construtivas semelhantes aos silos horizontais não elevados. De acordo com a norma australiana AS3774/96, são classificados como baixos os silos circulares cuja relação entre a altura e o diâmetro for menor que 1,0 ($h/d_c < 1,0$). Os silos circulares com diâmetro maior que a altura mais utilizados no Brasil são os silos com cobertura metálica cônica e os silos com cobertura metálica em cúpula. Atualmente, com a retirada pela única fabricante nacional, de sua linha de fabricação dos silos circulares com cobertura metálica cônica, o mercado brasileiro deixa de ter essa opção.

2.1.3.1 Silos circulares com cobertura cônica

Os silos metálicos com cobertura cônica possuem corpo cilíndrico de grande dimensão e parede ou pé direito de apenas 1,90 m, com cobertura cônica com inclinação de 30°. Estes silos podem ter fundo plano ou “semi V” (tronco-cônico).

Na parte central do silo, existe um mastro (tubo de concreto ou estrutura metálica), no qual se encontra o elevador de carga e é o apoio central da estrutura da cobertura. A vedação do telhado, neste ponto é crítica e existem relatos de entrada de umidade em caso de chuvas intensas e ventos. No Brasil, eram fabricados os modelos, o A-150 e A-200, com diâmetros respectivamente de 45 e 60m, altura até 18 m, com capacidade de até 22.500t (Figura 20).

Figura 20 – Silo circular com cobertura cônica

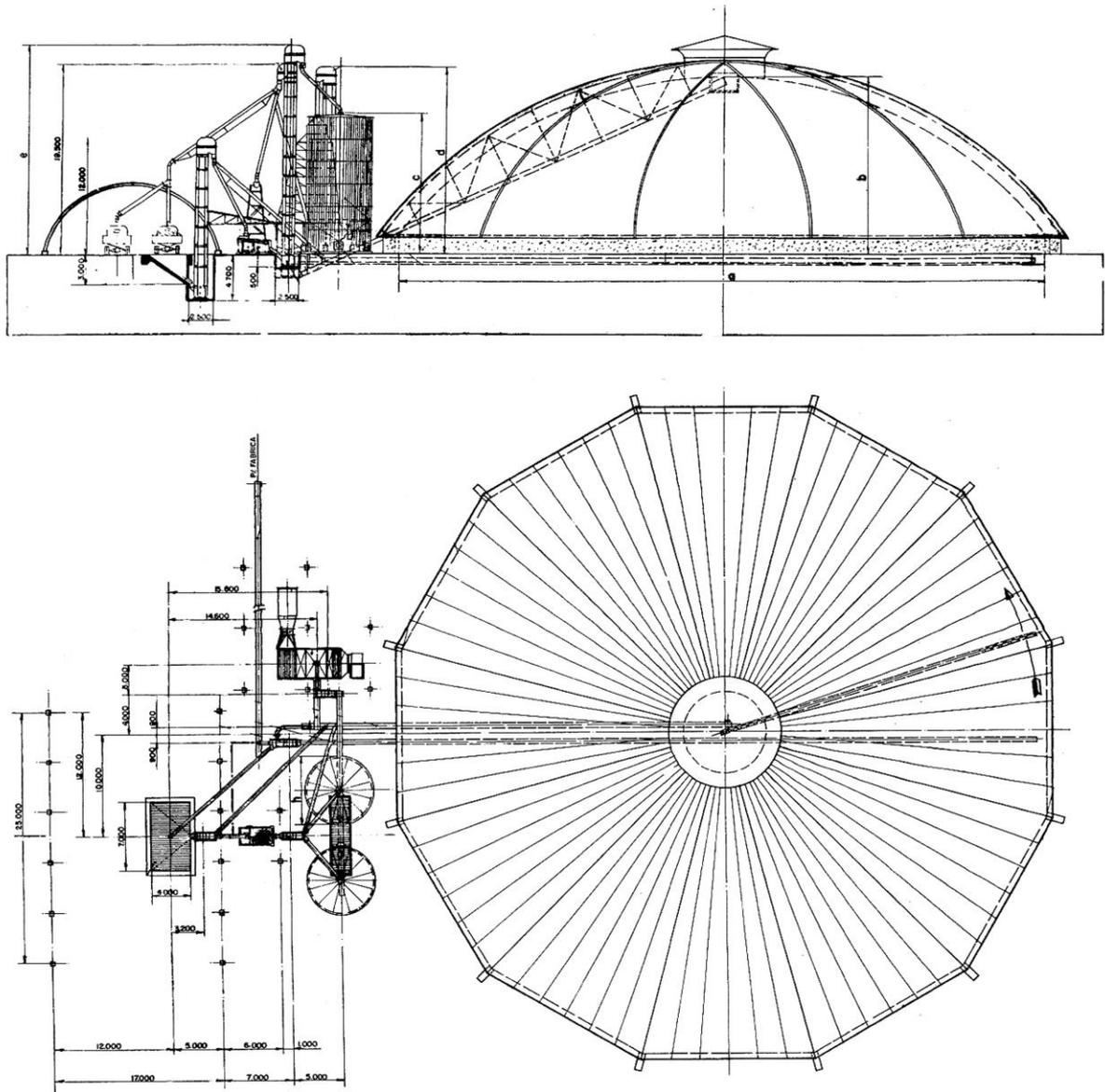


Fonte: Kepler Weber (2010)

2.1.3.2 Silo circular com cobertura em cúpula

Os silos circulares com cobertura em cúpula apresentam as mesmas características técnicas dos silos horizontais não elevados, com paredes em concreto armado e cobertura metálica em cúpula (Figura 21).

FIGURA 21 – Unidade com silo circular com cobertura em cúpula.



Fonte: Pavan (1972)

As Figuras 22 e 23 mostram algumas fases construtivas de uma unidade com silo circular com paredes em concreto armado e cobertura em cúpula metálica.

Figura 22 – Vista aérea de silo circular fundo “semi -V” em construção.



Fonte: Egelte (2008)

FIGURA 23 – Silo circular fundo “semi -V”.



Fonte: Egelte (2008)

2.2 Painéis pré-moldados de concreto armado

2.2.1 Introdução

De acordo com CASTILHO (1998), a pré-moldagem é definida como um processo de execução em que a construção, ou parte dela, é moldada fora do seu local de utilização definitivo. O campo de aplicação das técnicas da pré-moldagem é amplo, abrangendo edificações, construções pesadas e diversas outras obras civis, como por exemplo, estádios e muros de arrimo. A pré-moldagem é um processo construtivo do qual se pode tirar proveito das seguintes características:

- a) Em produção em série existe a possibilidade de grande reutilização das formas; emprego de formas metálicas; maior produtividade da mão de obra e controle de qualidade;
- b) Possibilidade e facilidade de desmontagem;
- c) Aumento da qualidade dos elementos através do controle constante da fabricação;
- d) Possível redução de materiais empregados, levando a uma diminuição do peso total do edifício;
- e) A construção do pré-moldado independe das condições do tempo.

DEBS (2000) afirma que a desvantagem da pré-moldagem, ou seja, as características que desfavorecem sua utilização são aquelas decorrentes da colocação dos elementos nos locais definitivos de utilização e da necessidade de prover ligação entre os vários componentes da estrutura.

As desvantagens decorrentes da colocação dos elementos nos locais definitivos de utilização estariam relacionadas ao projeto, custos e às limitações do transporte e da montagem dos elementos. A Figura 24 mostra a montagem vertical de um painel de fechamento, com utilização de autogrua.

FIGURA 24 – Montagem de painel de fechamento vertical



Fonte: WTorre (2012)

2.2.2 Tipos de painéis pré-moldados

Segundo PAULA (2007), os painéis pré-moldados de concreto podem ser classificados quanto à geometria da seção transversal e pela capacidade estrutural.

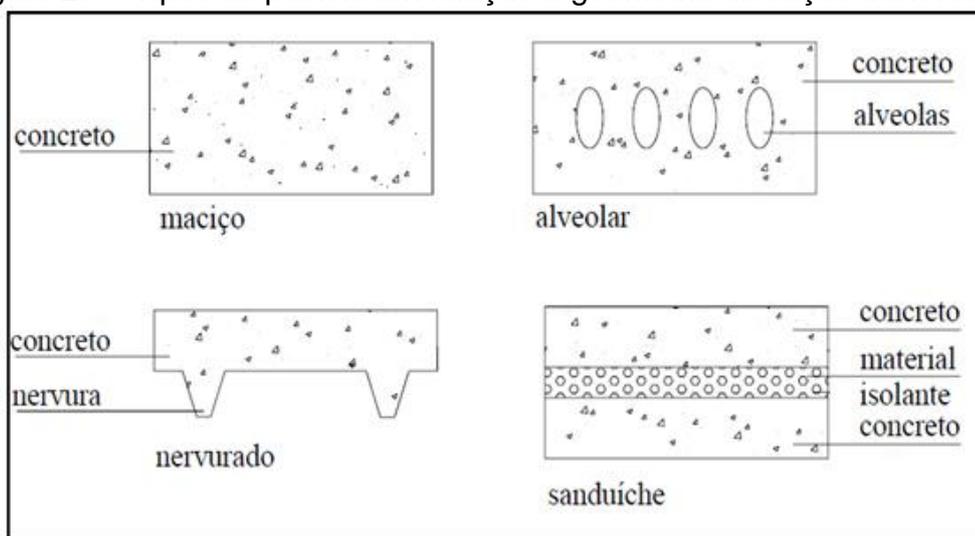
2.2.2.1 Geometria da seção transversal

Quanto ao formato da seção transversal (Figura 25), os painéis dividem-se em:

- a) Maciço: aquelas cuja seção transversal é homogênea que ocupa todo o volume visível do painel;
- b) Alveolares: aquelas cuja seção transversal é formada por partes ocas (vazias) em toda extensão do elemento;

- c) Nervurados: aqueles reforçados por um sistema de nervuras em um ou duas direções do elemento;
- d) Sanduíche: elementos com peso reduzido constituídos de duas camadas de concreto separadas por um vazio, a ser preenchido com um material leve não-estrutural, com características de isolante térmico e / ou acústico.

Figura 25 – Tipos de painéis em relação à geometria da seção transversal.



Fonte: Oliveira (2001)

2.2.2.2 Capacidade estrutural

Quanto à capacidade estrutural, os painéis podem ser classificados em:

- a) Painel não estrutural: definido, também, como painel de vedação, é amplamente utilizado em sistemas arquitetônicos e projetado apenas para resistir aos esforços produzidos pelo peso próprio e por ações de vento, além de esforços de origem interna. A resistência a cargas verticais é garantida por uma estrutura portante independente.
- b) Painel estrutural: é responsável pela resistência aos esforços predominantes na estrutura. Numa edificação constituída por painéis estruturais, cada painel, isoladamente, resiste aos esforços oriundos de ações externas e transferem a outros painéis da estrutura os carregamentos verticais e horizontais.

2.2.3 Dimensionamento dos painéis pré-moldados de concreto

De acordo com PAULA (2007), o dimensionamento dos painéis pré-moldados de concreto armado é similar ao dimensionamento usual do concreto moldado no local. A diferença é que os elementos pré-moldados são dimensionados, também, para as fases transitórias compreendidas pela desmoldagem, transporte e montagem desses elementos.

É necessário no dimensionamento dos elementos pré-moldados, fazer a diferenciação entre as duas situações de cálculo, e, no caso de painéis, quando ocorrer a utilização de elementos de grandes dimensões, esta distinção torna-se ainda mais importante, pois a diferença na natureza dos esforços envolvidos é mais significativa (FONSECA, 1994). Deste modo, essas situações de cálculo são classificadas nas seguintes etapas:

- a) Etapas transitórias: compreendem os processos de fabricação até a montagem do elemento em seu local definitivo de utilização;
- b) Etapas de serviço: compreendem os processos após a montagem, quando existe somente a ocorrência de ações decorrentes da situação do painel em sua posição final na estrutura.

2.2.3.1 Etapas transitórias

Segundo FONSECA (1994), os processos envolvidos nestas etapas englobam as análises dos esforços decorrentes da fabricação, desforma, transporte do elemento no local definitivo de utilização e montagem. Essas análises requerem uma avaliação cuidadosa, uma vez que a resistência do concreto nessas etapas iniciais ainda é baixa e os pontos de apoio geralmente não são os mesmos da posição definitiva do painel pré-moldado.

O PCI Design Handbook (2004) destaca vários fatores que podem influenciar no valor dos esforços durante a ocorrência das etapas transitórias, a saber:

a) Desmoldagem:

- posição do painel: horizontal, vertical ou inclinado;
- sucção da forma e impacto;
- número e localização dos pontos de içamento;
- peso do painel.

b) Manuseio e estocagem:

- orientação do painel;
- localização dos pontos de apoio temporário;
- localização em relação aos outros painéis;
- localização em relação ao sol.

c) Transporte:

- orientação do painel;
- posição de apoio vertical e horizontal;
- condições de transporte do veículo e vias públicas;
- ações dinâmicas.

d) Montagem:

- localização dos pontos de içamento;
- movimentos durante o içamento (rotação do painel);
- localização dos apoios temporários;
- esforços temporários.

Na avaliação dos esforços, FONSECA (1994) salienta que os painéis são dimensionados para que as cargas de serviço atuem basicamente no seu plano médio ou em um plano paralelo ao mesmo. Entretanto, as etapas transitórias submetem o painel a esforços bem diferentes dos previstos para as condições de serviço, devendo ser majoradas pelos coeficientes dinâmicos, conforme Tabela 1, proposto pelo PCI (1992).

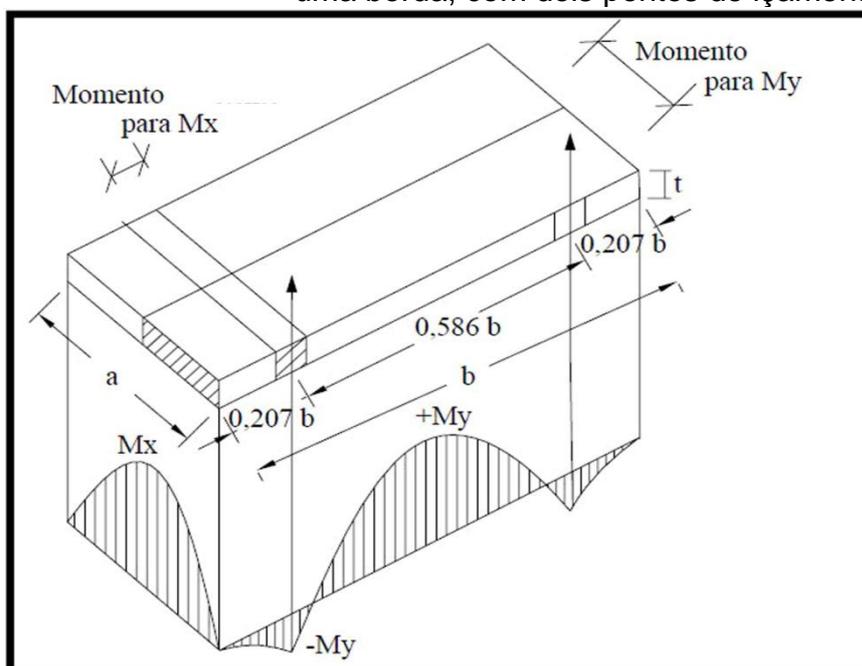
Tabela 1 – Coeficientes dinâmicos

DESMOLDAGEM		
Tipo de acabamento		
Tipo de produto	agregado exposto com retardador	molde liso apenas desmoldante
plano, com lateral removível sem junta falsa	1,2	1,3
plano, com junta falsa	1,3	1,4
forma com inclinação apropriada	1,4	1,6
forma complexa	1,4	1,7
MANUSEIO E MONTAGEM		
todos os produtos	1,2	1,2
TRANSPORTE		
todos os produtos	1,5	1,5

Fonte: PCI (1992)

No processo de desmoldagem, os painéis estão submetidos à ação de momentos fletores, conforme indicado nas Figuras 26 e 27, com a desforma ocorrendo em apenas uma borda e na posição horizontal, com dois e quatro pontos de içamento.

Figura 26 – Momentos fletores solicitantes devido desforma com levantamento em uma borda, com dois pontos de içamento.



Dois pontos de içamento:

$$M_x = \frac{p \cdot a^2}{8}$$

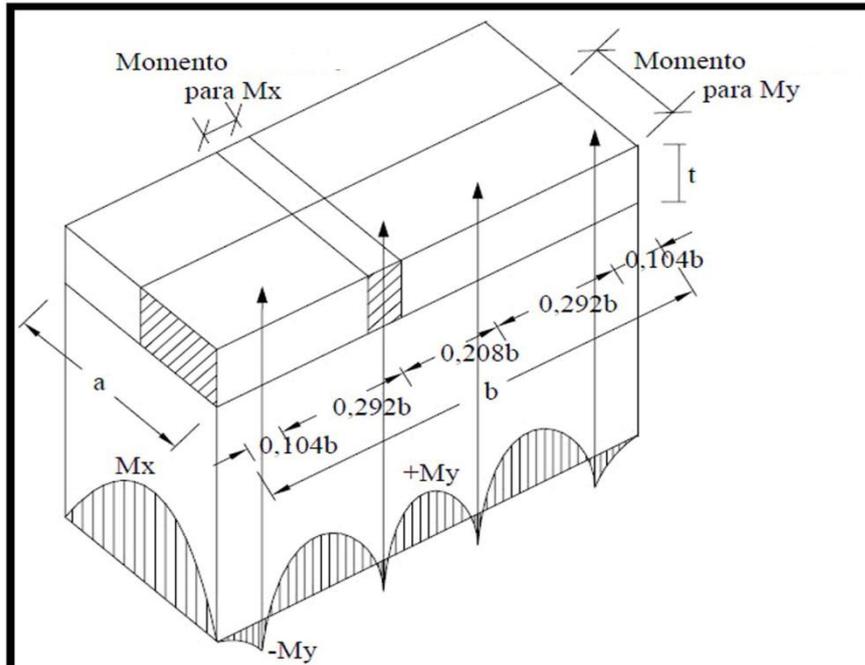
$$M_y^- = M_y^+ = 0,0107 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

(resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$)

p = peso próprio por unidade de área

Fonte: PCI (2004)

Figura 27 – Momentos fletores solicitantes devido desforma com levantamento em uma borda, com quatro pontos de içamento.



Fonte: PCI (2004)

Quatro pontos de içamento:

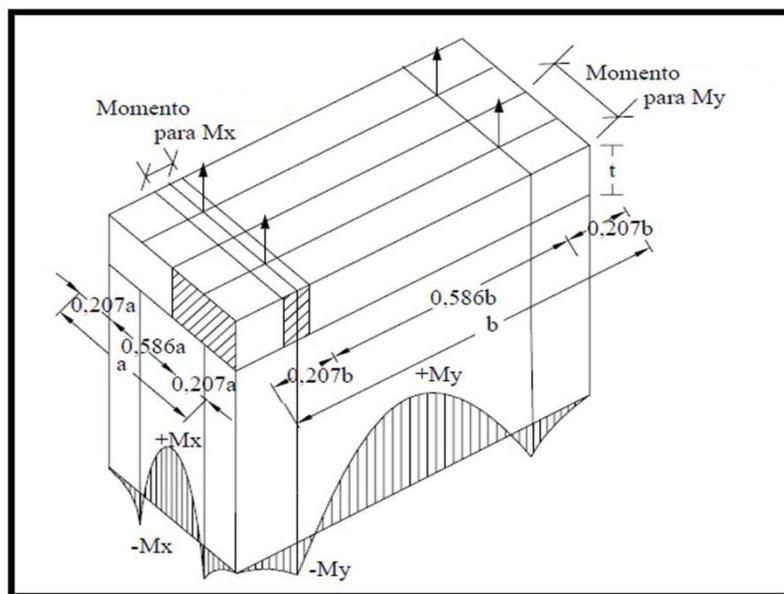
$$M_x = \frac{p \cdot a^2}{8}$$

$$M_y^- = M_y^+ = 0,0027 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

(resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$)

Para deforma de painéis, na posição horizontal, com quatro e oito pontos de içamento, têm-se os seguintes momentos fletores desenvolvidos, conforme indicado nas Figuras 28 e 29.

Figura 28 – Momentos fletores solicitantes devido desforma com levantamento horizontal, com quatro pontos de içamento.



Fonte: PCI (2004)

Quatro pontos de içamento:

$$M_x^+ = M_x^- = 0,0107 \cdot p \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y^- = M_y^+ = 0,0107 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

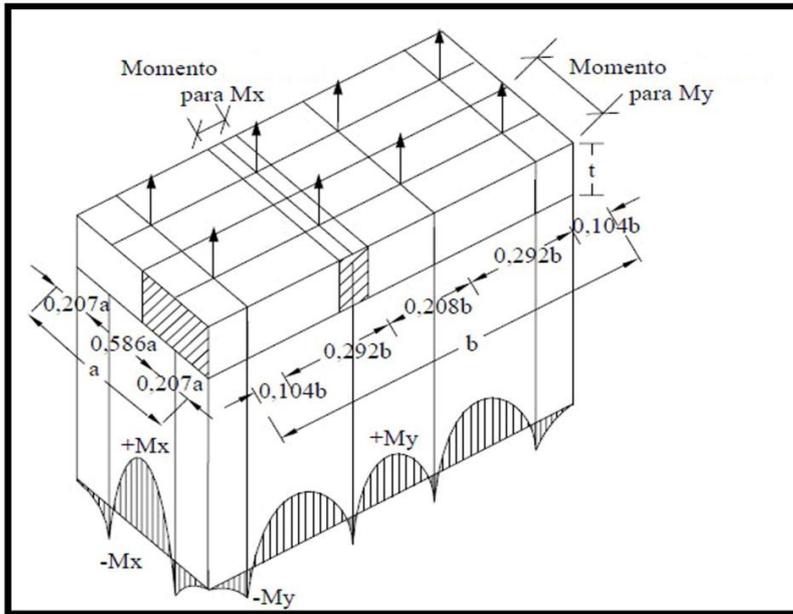
M_x resistido pela seção de espessura

$$\leq \begin{cases} 15t \\ \frac{b}{2} \end{cases}$$

M_y resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$

p = peso próprio por unidade de área

Figura 29 – Momentos fletores solicitantes devido desforma com levantamento horizontal, com oito pontos de içamento.



Oito pontos de içamento:

$$M_x^+ = M_x^- = 0,0054 \cdot p \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y^- = M_y^+ = 0,0027 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

M_x resistido pela seção de espessura

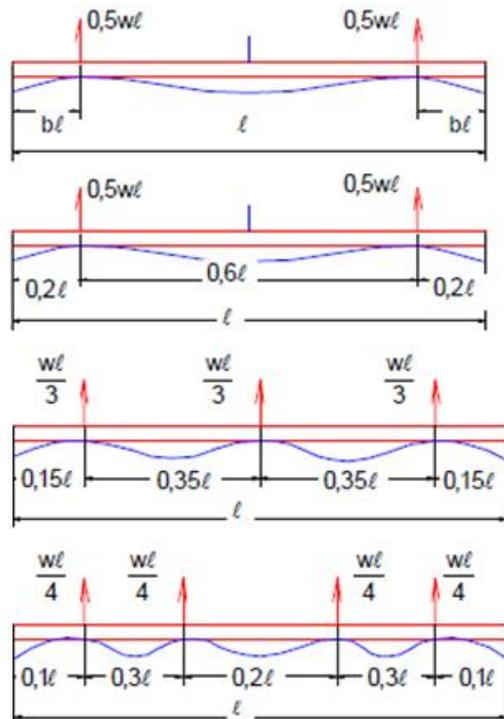
$$\leq \begin{cases} 15t \\ \frac{b}{2} \end{cases}$$

M_y resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$

Fonte: PCI (2004)

Os momentos referentes à desmoldagem podem ser representados linearmente conforme figura 30.

Figura 30 - Momentos fletores solicitantes devido a desforma representado linearmente.



dois pontos para desmoldagem:

$$M^+ = (2c - 1) \frac{w\ell^2}{8}$$

$$M^- = 0,5b^2 w\ell^2$$

dois pontos para desmoldagem e

dois pontos para o transporte:

$$M^+ = M^- = 0,025w\ell^2$$

três pontos para desmoldagem:

$$M^+ = M^- = 0,025w\ell^2$$

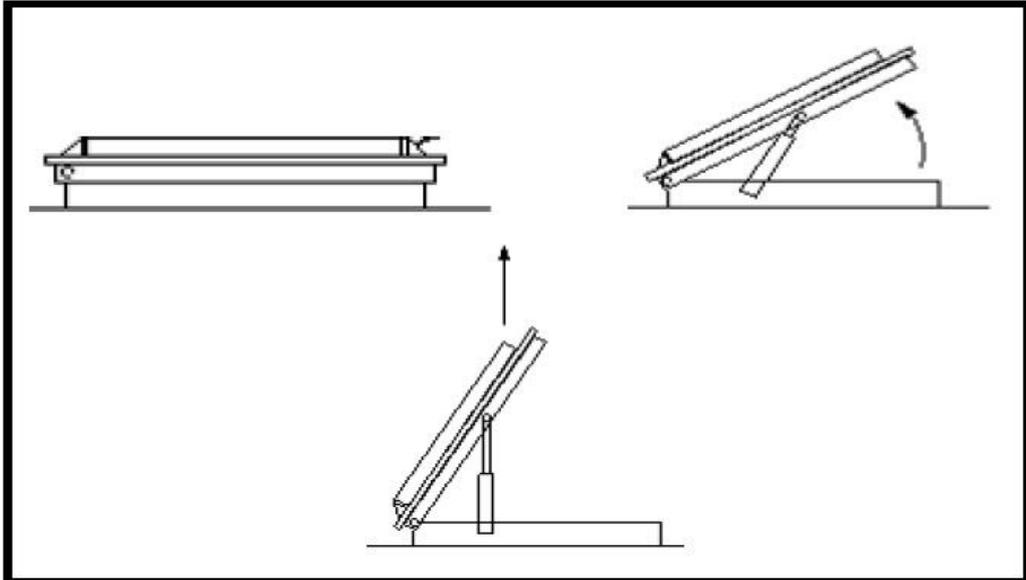
quatro pontos para desmoldagem:

$$M^+ = M^- = 0,056w\ell^2$$

Fonte: PCI (1992)

Existem formas com dispositivos mecânicos de levantamento de mesa para reduzir os esforços durante a desmoldagem, conforme as Figuras 31 e 32.

Figura 31 – Esquema de desmoldagem com levantamento de mesa



Fonte: PCI (2004) – Modificado pelo autor.

Figura 32 – Desmoldagem com levantamento de mesa em fabrica.

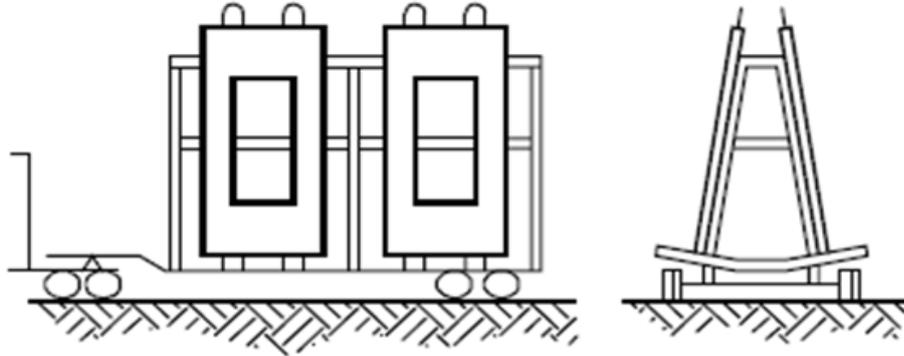


Fonte: O próprio autor.

O método utilizado para o transporte de painéis pode afetar o projeto dimensional do elemento devido às limitações de peso e dimensões do equipamento de transporte e também aos efeitos dinâmicos impostos pelas condições físicas da

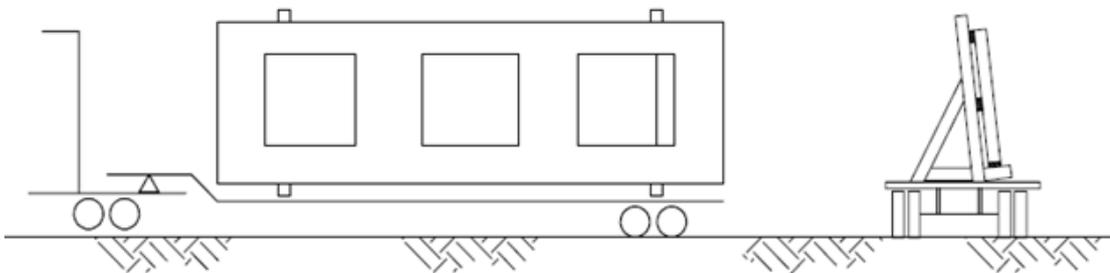
via. Dependendo do tamanho de cada elemento, podem ser transportados com suportes em forma de A (Figuras 33, 34 e 35).

Figura 33 – Transporte rodoviário de painéis curtos



Fonte: PCI (2004)

Figura 34 – Transporte rodoviário de painéis longos



Fonte: PCI (2004)

Figura 35 – Transporte rodoviário de painéis longos.



Fonte: O próprio autor.

2.2.3.2 Etapas de serviço

De acordo com PAULA (2007), além da ocorrência das etapas transitórias, os painéis são também projetados para as etapas de serviço, onde existe a incidência de fatores que influem no comportamento do painel durante a sua vida útil. Para tanto, devem ser avaliadas as incidências de ações decorrentes da situação do painel em sua posição final na estrutura, tais como:

- Ações permanentes;
- Ações do vento;
- Ações devidas à temperatura, retração e fluência;
- Ações sísmicas e cíclicas.

No caso de silos horizontais, temos também a incidência:

- Pressões exercidas pelo produto armazenado

Em longo prazo, as condições ambientais podem proporcionar danos ao comportamento estrutural dos painéis, em intensidades até maiores que as cargas aplicadas à estrutura. A retração, a fluência e, principalmente a amplitude térmica diária a que está exposto painel, introduzem esforços de flexão no elemento e, conseqüentemente, acarreta maiores esforços nas ligações, muitas vezes, não considerados na elaboração de projetos de painéis pré-moldados no Brasil. Vale ressaltar que se os painéis são fixados na estrutura por meio de pilares, a ocorrência de tais deformações no painel devido à temperatura será influenciada, também, pela rigidez dos pilares (PAULA, 2007).

3 PRESSÕES EXERCIDAS PELOS PRODUTOS ARMAZENADOS

3.1 Introdução

No projeto de silos é condição fundamental o perfeito conhecimento das ações atuantes sobre a estrutura. Além de outras que possam surgir em casos especiais, as ações a considerar no cálculo estrutural do silo são:

Ações Permanentes – as decorrente do peso próprio da estrutura e dos equipamentos mecânicos instalados na cobertura e / ou tremonha.

Ações Variáveis – as cargas devidas às pressões dos produtos no silo; cargas induzidas pelo fluxo do produto armazenado durante o descarregamento; sobrecargas de serviço de pisos e cobertura; força das correias transportadoras presas à estrutura do silo; pressão ou sucção interna de gases; força de contenção lateral; força de fixação de elementos externos na estrutura; ação de vento; ação da temperatura (efeitos climáticos e armazenamento de produtos quentes); efeito de recalques diferenciais da fundação; expansão do produto no descarregamento, vibração de equipamentos. As ações variáveis principais são as ocasionadas pelos produtos no silo.

Ações Excepcionais – as decorrentes de impacto de veículos e pressões devido à explosão de pós, gerados pela movimentação dos produtos armazenados.

3.2 Teoria das pressões

De acordo com CHEUNG (2007), as pressões são geradas devido a processos operacionais no silo, como carregamento, armazenamento e descarregamento. Para cada uma dessas etapas, existe um comportamento diferente para o silo, sendo de vital importância separar cada etapa para se efetuarem análises estruturais. De acordo com GOMES (2000), as pressões atuantes nos silos, devido à ação dos grãos nas paredes, podem ser classificadas como pressões estáticas e pressões dinâmicas.

As pressões estáticas dos produtos armazenados são aquelas exercidas pelo produto em repouso no interior do silo atuantes sobre as paredes e o fundo da

célula. Após o enchimento do silo, o peso do produto é suportado em parte pelas paredes, devido ao atrito do produto armazenado, e em parte pelo fundo da célula.

As pressões perpendiculares às paredes são denominadas de pressões horizontais ou pressões laterais e as pressões paralelas às paredes, são denominadas de pressões verticais.

As pressões dinâmicas são aquelas exercidas nas paredes durante o carregamento e a descarga dos silos, também denominadas pressões ativas e passivas, apresentando valores superiores às pressões estáticas.

As pressões também são fortemente afetadas pelas propriedades físicas dos produtos: propriedades como o ângulo de atrito com a parede, ângulo efetivo de atrito interno e peso específico mudam a forma das curvas das pressões laterais, verticais e forças de atrito. Dessa forma, a determinação das propriedades físicas torna-se essencial para a análise da variabilidade encontrada no produto, que depende da variabilidade da metodologia empregada.

Serão apresentadas as principais teorias de pressões em silos baixos e silos horizontais (*bunkers*).

3.2.1 Teoria de Janssen

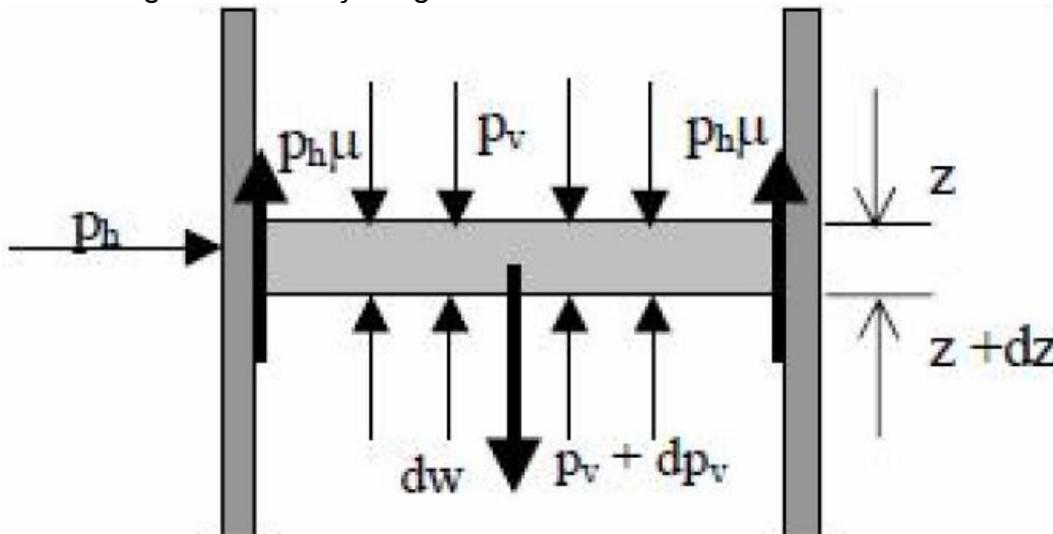
Um dos trabalhos considerados de maior importância no estudo das pressões em silos foi o mostrado por JANSSEN (1895), na Alemanha. Janssen propôs a teoria conhecida como método da camada elementar. Esta teoria é utilizada ainda hoje pela maioria das normas internacionais para o cálculo das pressões estáticas. As pressões dinâmicas também podem ser determinadas pela mesma teoria, com a utilização de coeficiente de sobrepressão aos valores obtidos nas condições estáticas (REIS, 2011).

Segundo GOMES (2000), é a teoria mais aceita para o cálculo de pressões em paredes verticais. As pressões vertical e horizontal foram determinadas pelo equilíbrio de forças verticais que atuam em uma camada horizontal de espessura infinitesimal do produto armazenado (Figura 36).

De acordo com REIS (2011), a teoria de Janssen é baseada nas seguintes hipóteses:

- a) As pressões horizontais (p_h) são constantes em superfícies horizontais;
- b) O valor de Φ_w (ângulo de atrito do produto com a parede) é constante;
- c) O peso específico (γ) do produto é uniforme;
- d) As paredes do silo são totalmente rígidas, e
- e) A relação entre as pressões horizontais e verticais (K) é constante em toda a altura do silo.

Figura 36 – Forças agindo sobre uma camada elementar.



Fonte: Reis (2011)

Sendo a força de atrito total que atua na camada infinitesimal:

$$q_{\text{total}} = q \cdot l \cdot dz \quad (1)$$

Através do equilíbrio das forças na direção vertical, chega-se à seguinte equação diferencial:

$$\frac{dP_v}{z - \frac{\mu \cdot K \cdot P_v}{R}} = dy \quad (2)$$

Integrando-se a equação anterior, tem-se:

$$\ln\left(z - \frac{\mu' \cdot K \cdot P_v}{R}\right) = \left(-\frac{\mu' \cdot k}{R} \cdot z\right) + c \quad (3)$$

Quando $z = 0$, tem-se $P_v = 0$, então $c = \ln(z)$ e, chega-se às equações de Janssen:

a) Pressão horizontal:

$$p_h = \frac{\gamma \cdot R}{\mu'} \left(1 - e^{-\frac{\mu' k z}{R}}\right) \quad (4)$$

b) Pressão vertical

$$p_v = \frac{\gamma \cdot R}{k \cdot \mu'} \left(1 - e^{-\frac{\mu' k z}{R}}\right) = \frac{p_h}{K} \quad (5)$$

c) Pressão de atrito por m^2 de superfície de parede:

$$P_{W_f} = \gamma \cdot R \cdot \left(1 - e^{-\frac{\mu' k z}{R}}\right) \quad (6)$$

onde:

q = pressão de atrito sobre a parede, onde $q = \mu \cdot \tan \Phi_w$

γ = peso específico do produto

A = área da seção transversal do silo

ℓ = perímetro da seção transversal do silo

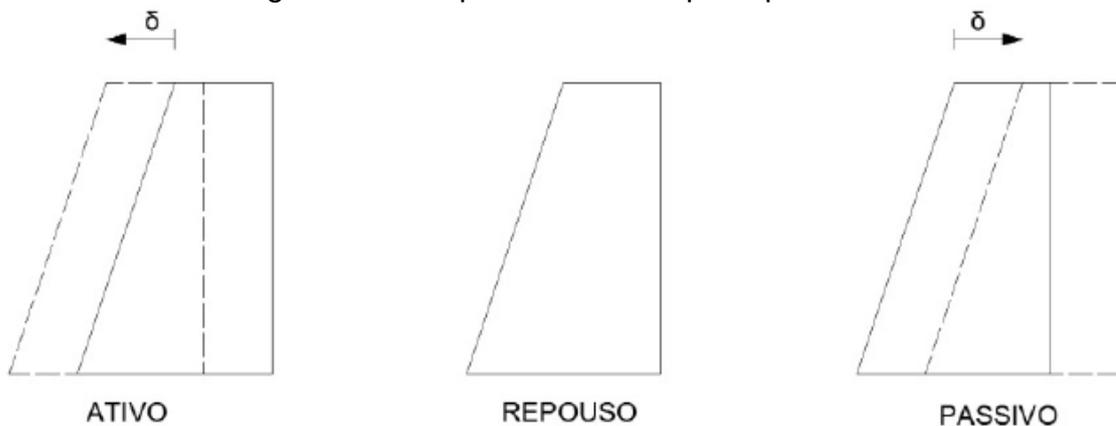
z = altura do produto acima da seção transversal considerada

R = raio hidráulico

3.2.2 Teoria de Rankine

Em sua teoria, RANKINE (1857) estudou o estado de tensões dentro de um maciço granular, fofo, não coesivo. As pressões lateral e vertical que atuam no elemento, a uma profundidade z , constituem um par conjugado de tensões. Considerando as propriedades do círculo de Mohr representativo do estado de ruptura do maciço, podem-se calcular os coeficientes de empuxo ativo e passivo para um terrapleno horizontal, a partir das componentes normal e cisalhante. O empuxo ativo ocorre quando o muro de contenção sofre movimento lateral suficientemente grande no sentido de se afastar do maciço granular e analogamente o empuxo passivo ocorre quando o muro de contenção se movimenta em encontro ao maciço granular (Figura 37). Os valores de p_a e p_p podem ser calculados em função de p_v , bem como as relações p_a/p_v e p_p/p_v , denominados coeficiente de empuxo ativo e passivo (HEZEL, 2007).

Figura 37 – Empuxo ativo e empuxo passivo.



Fonte: O próprio autor

As pressões laterais valem, portanto segundo as equações (7) e (8).

$$p_a = K_a \cdot p_v = K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos \varnothing_r \quad (7)$$

$$p_p = K_p \cdot p_v = K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos \varnothing_r \quad (8)$$

onde p_a são as pressões laterais ativas, p_p são as pressões laterais passivas, p_v as pressões verticais, k_a o coeficiente de empuxo ativo, k_p o coeficiente de empuxo passivo e \varnothing_r é o ângulo de repouso.

Pela teoria de Rankine as pressões laterais variam com a profundidade e os valores dos empuxos ativo e passivo, por unidade de largura, de uma estrutura de arrimo, de altura h , segundo as equações (9) e (10).

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot K_a \cdot \cos \varnothing_r \quad (9)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot K_p \cdot \cos \varnothing_r \quad (10)$$

onde K_a é dado pela equação (11)

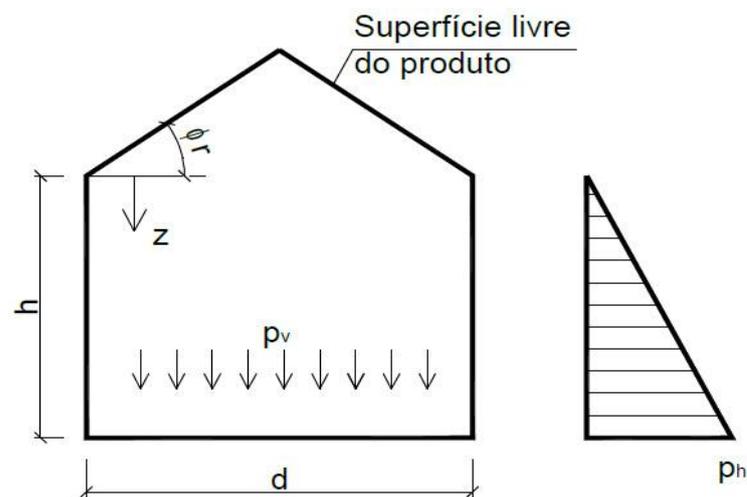
$$K_a = \frac{\cos \varnothing_r - \sqrt{\cos^2 \varnothing_r + \cos^2 \varnothing_i}}{\cos \varnothing_r + \sqrt{\cos^2 \varnothing_r + \cos^2 \varnothing_i}} \quad (11)$$

e K_p é dado pela equação (12)

$$K_p = \frac{\cos \varnothing_r + \sqrt{\cos^2 \varnothing_r + \cos^2 \varnothing_i}}{\cos \varnothing_r - \sqrt{\cos^2 \varnothing_r + \cos^2 \varnothing_i}} \quad (12)$$

A teoria de Rankine foi desenvolvida baseada na hipótese que a deformação no maciço produz um estado ativo ou passivo de pressões, conforme a pressão vertical seja a maior ou a menor pressão principal. A Figura 38 apresenta as pressões exercidas pelo produto e parâmetros envolvidos para silos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano, de acordo com a teoria de Rankine.

Figura 38 – Pressões exercidas pelo produto em silos de fundo plano, de acordo com a teoria de Rankine.



Fonte: Hezel (2007)

De acordo com HEZEL (2007), Rankine subdividiu as formulações para as pressões horizontais e verticais para dois casos distintos. No primeiro, considera-se que a superfície de topo do produto armazenado é horizontal. Neste caso a pressão horizontal (p_h) estática na profundidade z , pode ser dada pela equação (13).

$$P_h = K \cdot \gamma \cdot z \quad (13)$$

na qual, o parâmetro k é definido pela equação (14).

$$k = \frac{1 - \text{sen}\phi_r}{1 + \text{sen}\phi_r} \quad (14)$$

A pressão vertical (p_v) estática na profundidade z , abaixo da superfície, pode ser expressa pela equação (15).

$$p_v = K \cdot \gamma \cdot z \quad (15)$$

No segundo caso, Rankine considera a superfície do produto armazenado com inclinação igual ao ângulo de repouso (ϕ_r). Para esse caso a pressão horizontal estática na profundidade z , pode ser calculada com base na equação (16).

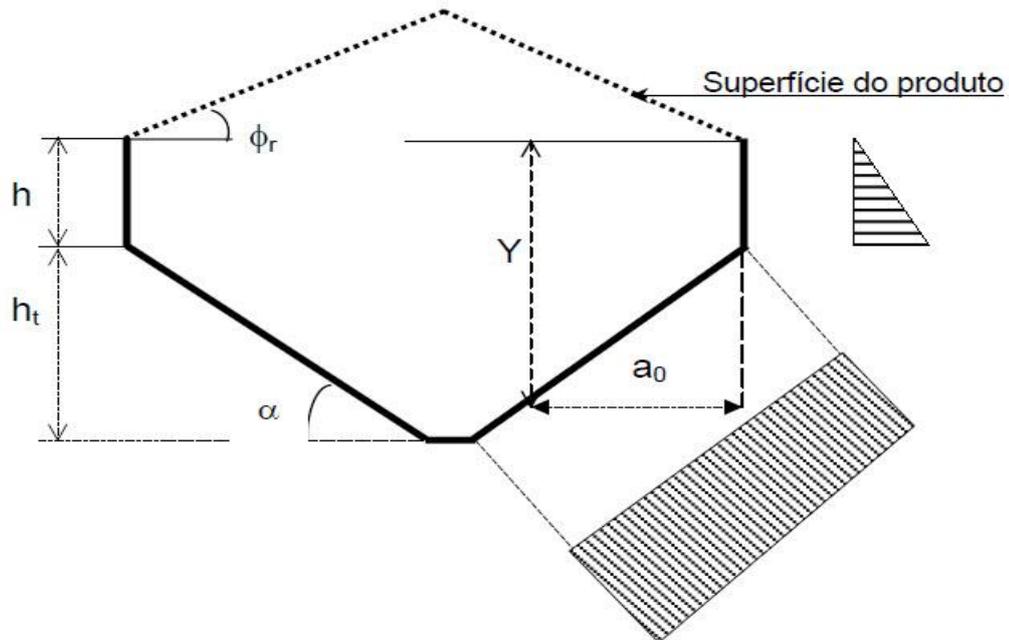
$$p_h = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \phi_r \quad (16)$$

Finalmente, a pressão vertical estática na profundidade z é definida pela equação (17).

$$p_v = \gamma \cdot (z + a_o \cdot \tan \phi_r) \quad (17)$$

onde, o parâmetro a_o é definido como a posição genérica para o cálculo da pressão conforme a Figura 39.

Figura 39 – Silos horizontais – Diagrama de pressão lateral de acordo com a teoria de Rankine



Fonte: Gomes (2000)

De acordo com SAFARIAN e HARRIS (1985) esta teoria foi desenvolvida inicialmente para muro de arrimo, não sendo um método suficientemente preciso para silos, mas sendo citados por muitos trabalhos acadêmicos sobre armazenamento. Baseia-se em hipóteses simplificadoras, ignorando condições de contorno e negligenciando as forças de atrito.

3.2.3 Teoria de Coulomb (1776)

Na sua teoria COULOMB (1776) considerou a existência de atrito entre o material e a parede da contenção e, como na solução de Rankine e Janssen, considera que o maciço está em um estado ativo. Esta teoria baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de material que desliza pela perda de resistência ao cisalhamento ou atrito (Figura 40). O deslizamento ocorre, freqüentemente, ao longo de uma superfície de curvatura, em forma de espiral logarítmica. Nos casos práticos, esta curvatura é substituída por uma superfície plana, denominada plano de ruptura.

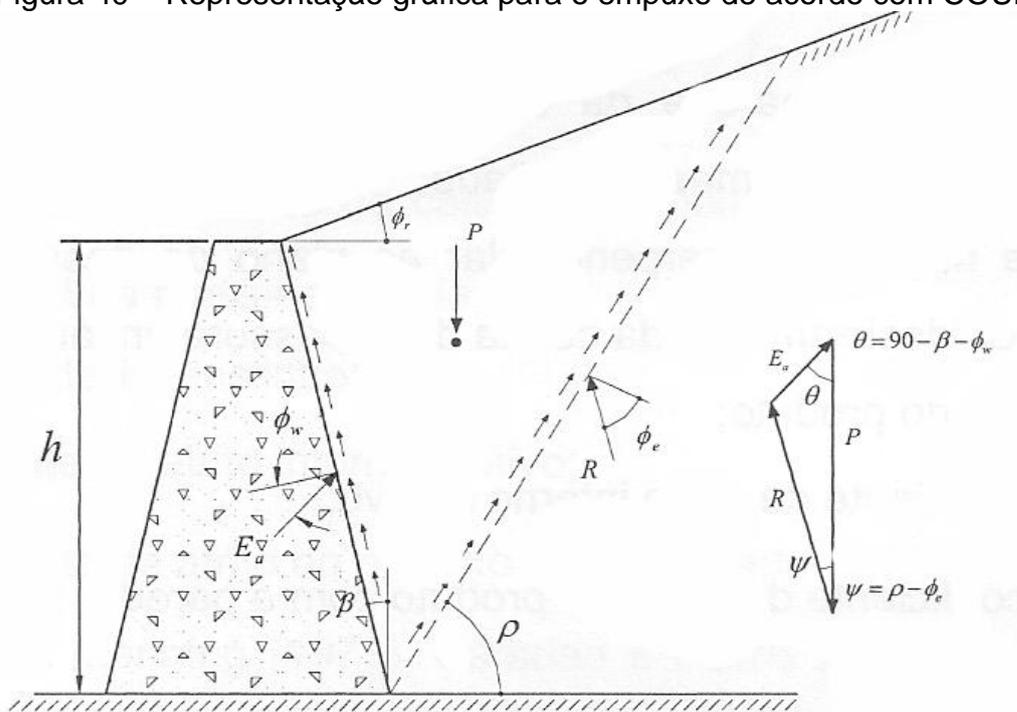
HENZEL (2007), afirma que Coulomb considerou o atrito entre o material e parede do muro de arrimo e sua teoria, mesmo adotando hipóteses simplificadoras, permite o cálculo das pressões com menor erro em relação à teoria de Rankine.

Segundo GOMES (2000), em certos casos, quando pela teoria de Rankine são satisfeitas as condições limites da Teoria de Coulomb, chega-se a resultados idênticos (por exemplo, quando o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo é igual à inclinação do terrapleno e o tardoiz é vertical ($\beta=90^\circ$)). O valor do empuxo ativo é determinado pelas equações (18) e (19):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot k_a \quad (18)$$

$$K_a = \frac{\cos^2 \theta_i}{\cos \theta_w \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta_i + \theta_w) \cdot \sin(\theta_i - \theta_r)}{\cos \theta_w \cdot \cos \theta_r}} \right]^2} \quad (19)$$

Figura 40 – Representação gráfica para o empuxo de acordo com COULOMB.



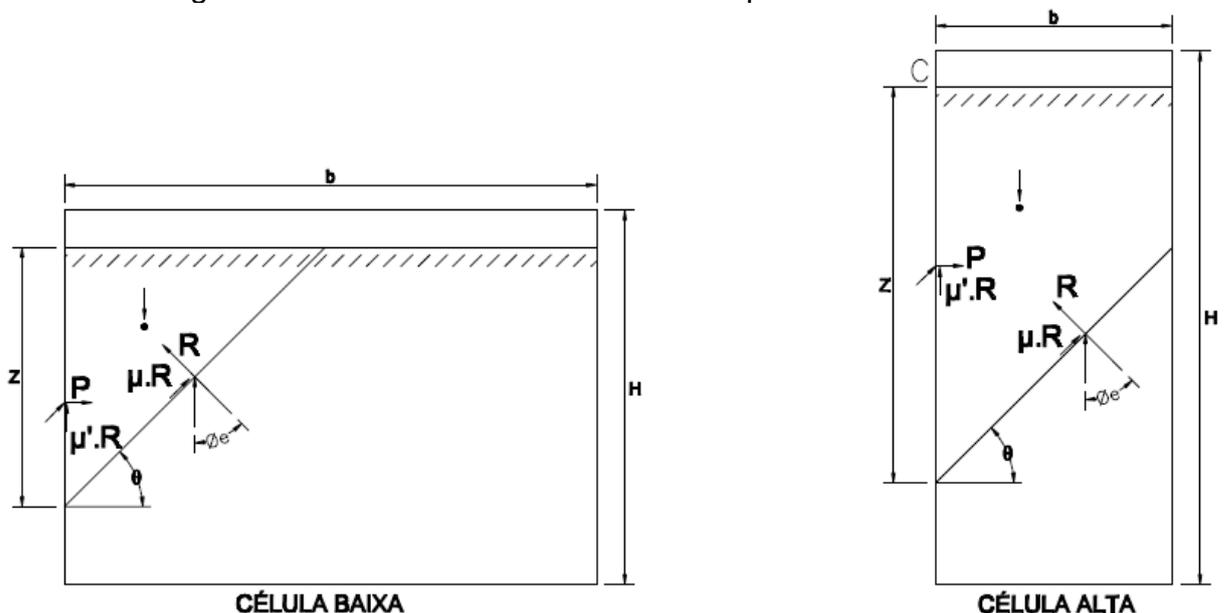
Fonte: Calil & Cheung (2007)

3.2.4 Teoria de Airy

Wilfred Airy desenvolveu em 1897 uma teoria para o cálculo da força horizontal nas paredes (AIRY, 1897). Aplicou-a no cálculo e construção de silos de madeira, aço e concreto armado, utilizando vários produtos agrícolas. Foi o primeiro a definir silos baixos e silos altos, e analisou o caso específico de silos horizontais. Para determinar essa força, Airy estabeleceu o equilíbrio de uma cunha de material ABC de espessura unitária, onde atuam as seguintes forças: o peso da cunha, a reação da massa de material restante, atuando na superfície livre de deslizamento, considerando que, ao longo desse plano, a resistência ao cisalhamento deve estar totalmente mobilizada, e a reação da parede sobre a massa, ensilada. Coulomb empregou a definição de planos de deslizamentos na sua teoria de cálculo de empuxo de terra de forma semelhante. A teoria de Airy foi desenvolvida para células baixas e altas. Para as células baixas, o plano de deslizamento emerge na superfície livre do produto ensilado antes de atingir qualquer parede da célula. No caso da célula alta, o plano de deslizamento atinge uma das paredes antes da superfície livre do produto.

Na figura 41, são esquematizados as seções transversais e os planos de deslizamentos para definição de sua formulação teórica.

Figura 41 – Planos de deslizamentos do produto armazenado.



Fonte: Calil & Cheung (2007)

Fazendo-se as somatórias de forças na direção normal e paralela ao plano de deslizamento, encontra-se:

$$R - P \sin \theta = (W - \mu' \cdot P) \cos \theta \quad (20)$$

$$\mu R + P \cos \theta = (W - \mu' \cdot P) \sin \theta \quad (21)$$

onde:

θ : ângulo que o plano de deslizamento forma com a horizontal e que corresponde à máxima força lateral;

P : força horizontal na parede da célula, distribuída por unidade de comprimento do perímetro da seção transversal da massa ensilada:

R : Componente na direção perpendicular ao plano de deslizamento da força reativa do maciço sobre o plano de deslizamento da cunha de espessura unitária;

W : peso da cunha do produto;

μ : $\tan \theta_c$ é o coeficiente de atrito interno efetivo;

μ' : $\tan \theta_w$ é o coeficiente de atrito do produto com a parede.

O valor de $P(z)$ é o encontrado a partir da forma da cunha, variando θ , que exerce a máxima pressão sobre a parede. Para esse valor de θ , a derivada de $P(z)$ em relação a θ deve ser nula. O valor da pressão máxima horizontal e a formula que permite obter $P(z)$ em função da profundidade, são dadas pelas expressões, obtidas a partir do valor da $\tan(\theta)$:

$$P = \frac{\gamma}{2 \cdot \tan \theta} \frac{\tan \theta - \mu}{(1 - \mu \cdot \mu') + (\mu + \mu') \cdot \tan \theta} \cdot z^2 \quad (22)$$

$$\tan \theta = \mu + \sqrt{\mu \frac{1 + \mu^2}{\mu + \mu'}} \quad (23)$$

Airy, em um segundo estudo, chegou à seguinte formulação a partir de simplificações para o cálculo das pressões horizontais na parede da célula. Para células baixa, ele obteve:

$$P_h = \frac{\gamma \cdot Z \cdot y^2}{2} \left(\frac{1}{\sqrt{\mu(\mu+\mu')} + \sqrt{1+\mu^2}} \right)^2 \quad (24)$$

onde:

P_h : pressão horizontal na parede da célula, distribuída por unidade de comprimento do perímetro da seção transversal da massa ensilada:

γ : peso específico do material ensilado;

μ : $\tan\phi_e$ é o coeficiente de atrito interno efetivo;

μ' : $\tan\phi_w$ é o coeficiente de atrito do produto com a parede

A expressão (23) deve ser modificada, considerando na determinação das pressões horizontais, o cálculo da variação das pressões horizontal com a profundidade (d_{ph}/d_y). Na equação anterior, a força está aplicada na profundidade y , o que não é correto. No equilíbrio da cunha do produto, ocorrem umas sobreposições entre várias cunhas tomadas individualmente, o que apresentam resultados diferenciados aos dados experimentais. GOMES (2000) observou que para silos com relação da altura do produto armazenado e altura da célula maior que 4 m, os valores da força vertical decrescem com o aumento da profundidade. A diferença entre o peso do material armazenado, a uma dada profundidade, e o somatório das forças causadas pelo atrito entre o produto até esta profundidade promove o equilíbrio de forças na direção vertical. O valor da força vertical é menor que o calculado pela equação de Airy se houvesse a sobreposição, pois neste somatório calcula-se a influência do volume comum às varias cunhas de uma vez. Dessa forma as equações das pressões horizontal e vertical no caso de células baixas são dadas a seguir.

$$p_h = \gamma \cdot y \left(\frac{1}{\sqrt{\mu(\mu+\mu')} + \sqrt{1+\mu^2}} \right)^2 \quad (25)$$

$$q = \frac{\gamma \cdot A \cdot y - \mu' U p}{A} = \gamma \cdot y \left[\frac{1 - \mu' U}{A} y \left(\frac{1}{\sqrt{\mu(\mu+\mu')} + \sqrt{1+\mu^2}} \right) \right]^2 \quad (26)$$

$$F_a = \mu' \cdot U \cdot P = \frac{\gamma \cdot \mu' \cdot U}{2} y^2 \left(\frac{1}{\sqrt{\mu(\mu+\mu')} + \sqrt{1+\mu^2}} \right)^2 \quad (27)$$

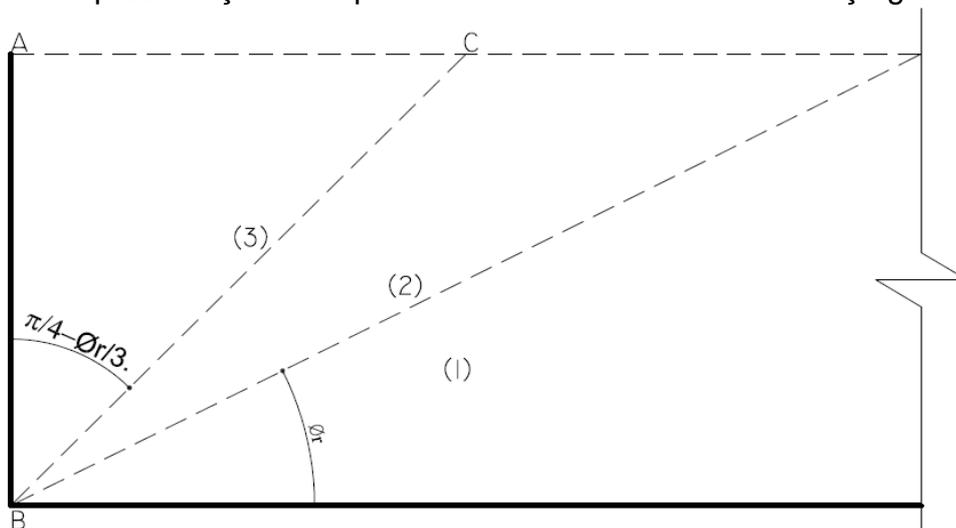
3.2.5 Teoria de M. e A. Reimbert para células baixas

Os irmãos Marcel Reimbert e Andre Reimbert calcularam, a partir de dados experimentais e deduções teóricas, as pressões laterais estáticas para células horizontais, baseadas na teoria formulada em 1956 (REIMERT, M.; A. REIMBERT, 1956). Considerando os silos horizontais de grande dimensões, comprimento e largura em relação à altura, o problema foi determinar as forças que agem sobre as paredes.

Segundo a teoria dos muros de arrimo, a primeira hipótese é que a distribuição de empuxo é proporcionalmente linear com a variação da altura. No segundo estudo, em 1987, os autores lançaram uma segunda hipótese, estabelecendo que a distribuição dos empuxos sobre as paredes verticais é hiperbólica em função da altura do produto ensilado. Desta forma, a distribuição das pressões em função da altura é linear para paredes consideradas indefinidas (silos horizontais). Para silos divididos em células, esta relação é considerada hiperbólica (silos verticais).

O equilíbrio de um maciço sustentado por uma parede vertical está compreendido em três regiões, mostradas na Figura 42. A primeira região (1) corresponde o ângulo de repouso ϕ_r e não influencia o empuxo exercido sobre a parede. A região (3) representa o prisma de cisalhamento que age contra a parede, formando um ângulo igual a $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_r}{3}$, definido experimentalmente.

Figura 42 – Representação do equilíbrio de uma cunha de um maciço granular



Fonte: Calil & Cheung (2007)

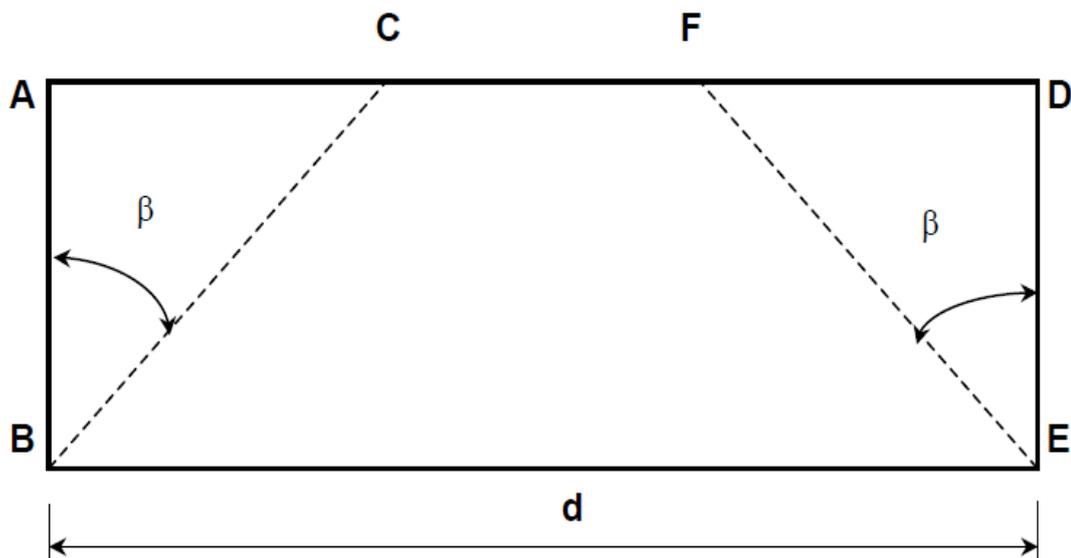
Entre as duas regiões anteriores, existe a região (2), onde existe certa quantidade de produto, que não acompanha o ângulo de repouso e não exerce nenhuma influência sobre a parede de contenção.

Com base no plano de ruptura de um maciço são propostas as seguintes formulações para cálculo das pressões laterais nas paredes. São considerados dois casos em que a superfície livre do maciço é horizontal e o outro quando a superfície é inclinada segundo o ângulo de repouso natural.

Caso 1: A superfície livre do maciço é horizontal

Considerando o maciço da figura abaixo, têm-se os prismas de ruptura relativos em cada um dos muros AB e DE (Figura 43), definindo uma região central, que não influencia o valor dos empuxos sobre cada muro. O valor da pressão horizontal é dado pela equação (28).

Figura 43 – Superfície de ruptura.



Fonte: Calil & Cheung (2007)

Os ângulos formados entre as paredes AB e DE e os planos de ruptura BC e EF são dados pela expressão $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_r}{3}$.

$$P_h = \frac{\gamma h^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_r}{\pi + 2\phi_r} \right)^2 \quad (28)$$

em função da equação anterior, deduz-se que:

$$d \geq 2htg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_r}{3}\right) \quad (29)$$

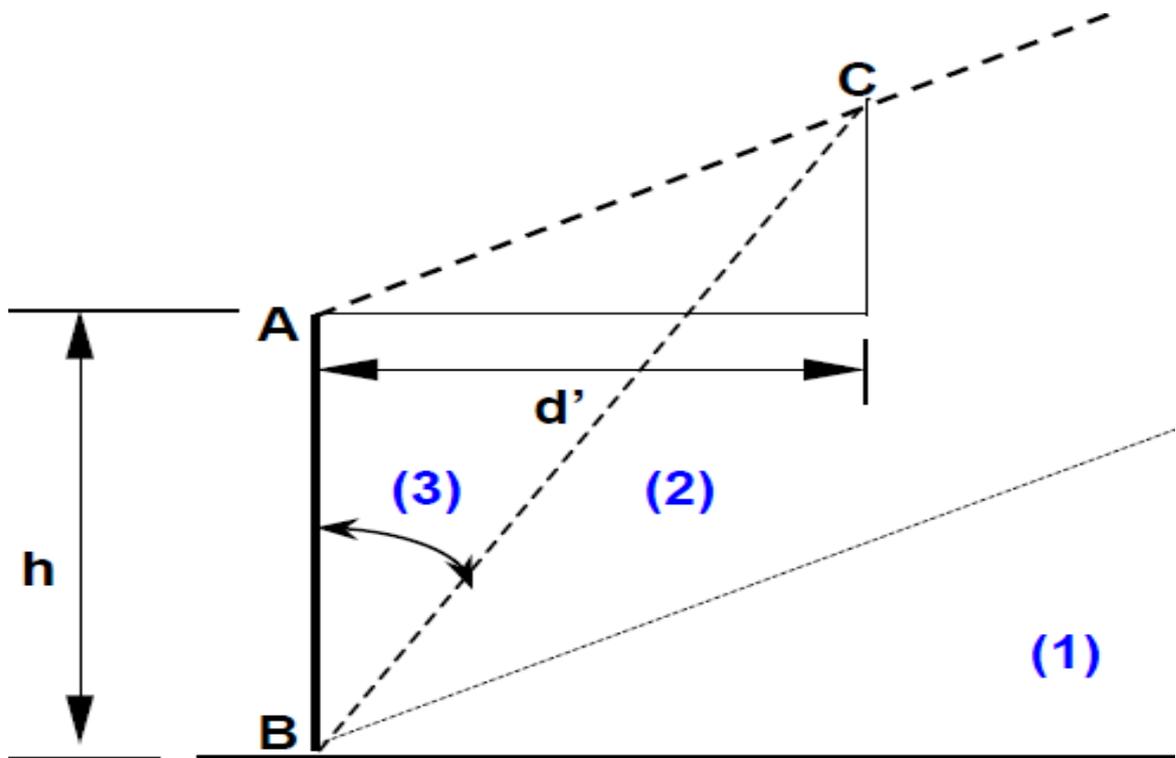
Caso 2: A superfície livre do maciço é inclinada segundo o ângulo de repouso

Aqui as equações são definidas considerando a região (3), correspondente à cunha de ruptura que se estende a uma distância d' da parede AB (Figura 44). Esta distância é dada pela equação a seguir:

$$d' = h \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_r}{3}\right) \cos \phi_r}{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{2\phi_r}{3}\right)} \quad (30)$$

Os valores dos empuxos devem ser calculados como sendo exercidos sobre as paredes de contenção.

Figura 44 – Definição da cunha de ruptura para superfície inclinada.



Fonte: Calil & Cheung (2007)

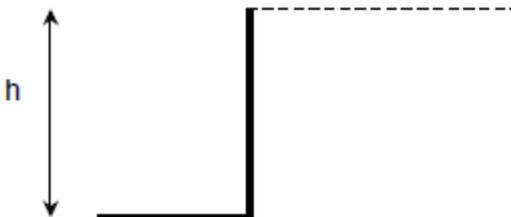
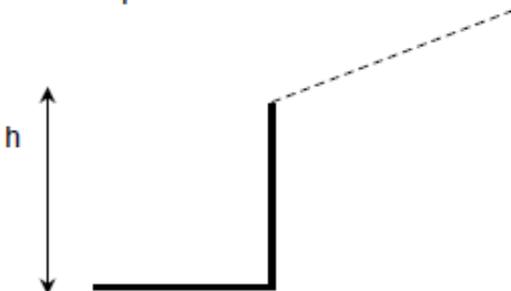
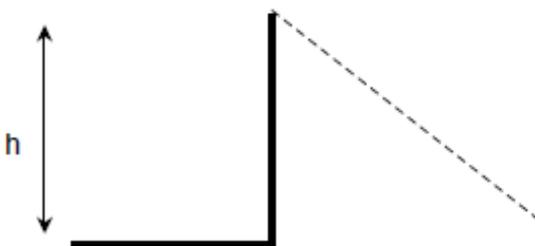
O valor da pressão é dado pela equação (31):

$$P_h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_r}{\pi + 2\phi_r} \right)^2 \left(1 + \frac{2\phi_r}{\pi} \right) \quad (31)$$

Segundo a teoria, não foram consideradas as sobrepressões de descarga. Dessa forma recomenda-se calcular as paredes sem majorar os valores de pressões dados pelas equações anteriores.

O emprego das equações de M. & A. Reimbert pode ser resumido, em função das seguintes condições de carregamento das paredes, mostradas nos esquemas da Tabela 2, a seguir.

Tabela 2 – Tipos de carregamento e modelo teórico segundo M & A. Reimbert

TIPO DE CARREGAMENTO	EQUAÇÃO
<p>Superfície horizontal</p> 	$P_h = \frac{\gamma h^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_r}{\pi + 2\phi_r} \right)^2$
<p>Superfície inclinada ascendente</p> 	$P_h = \frac{\gamma h^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_r}{\pi + 2\phi_r} \right)^2 \left(1 + \frac{2\phi_r}{\pi} \right)$
<p>Superfície inclinada descendente</p> 	$P_h = \frac{\gamma h^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\phi_r}{\pi + 2\phi_r} \right)^2 \left(1 - \frac{2\phi_r}{\pi} \right)$

Fonte: Gomes (2000)

3.3 Considerações feitas por pesquisadores a respeito das teorias de pressão

HEZEL (2007) em seu trabalho sobre a avaliação das pressões em silos verticais conforme diferentes normas internacionais relata que em relação às pressões horizontais, a análise comparativa realizada com as principais normas estrangeiras mostrou a existência de diferenças de até 59% (entre norma BMHB e DIN).

SILVA (1993) aponta as seguintes deficiências das teorias para cálculo das pressões em silos:

- a) A utilização de tratamentos teóricos que consideram um comportamento isotrópico e homogêneo do produto e uma geometria perfeita dos silos;
- b) A ausência de considerações estatísticas ou probabilísticas;
- c) A pouca atenção dada ao controle de considerações de projetos estrutural e aos modos de ruptura dos silos.

GOMES (2000) relata seguinte análise dos resultados dos cálculos teóricos das pressões.

- a) Os valores das pressões apresentam pequena variação para uma mesma altura, quando calculadas pelas teorias de Coulomb, Rankine e Airy;
- b) Os valores obtidos para Coulomb e Rankine confirmam as proposições relativas ao atrito com a parede, considerando que para pequenas alturas o ângulo de atrito pode ser desconsiderado;
- c) Os valores de pressão obtidos pela equação de Reimbert e Safarian & Harris divergem dos valores obtidos pelas demais teorias;
- d) A norma Australiana foi a que forneceu os menores valores de pressão na parede, na condição estática para o modelo piloto e para o silo horizontal;

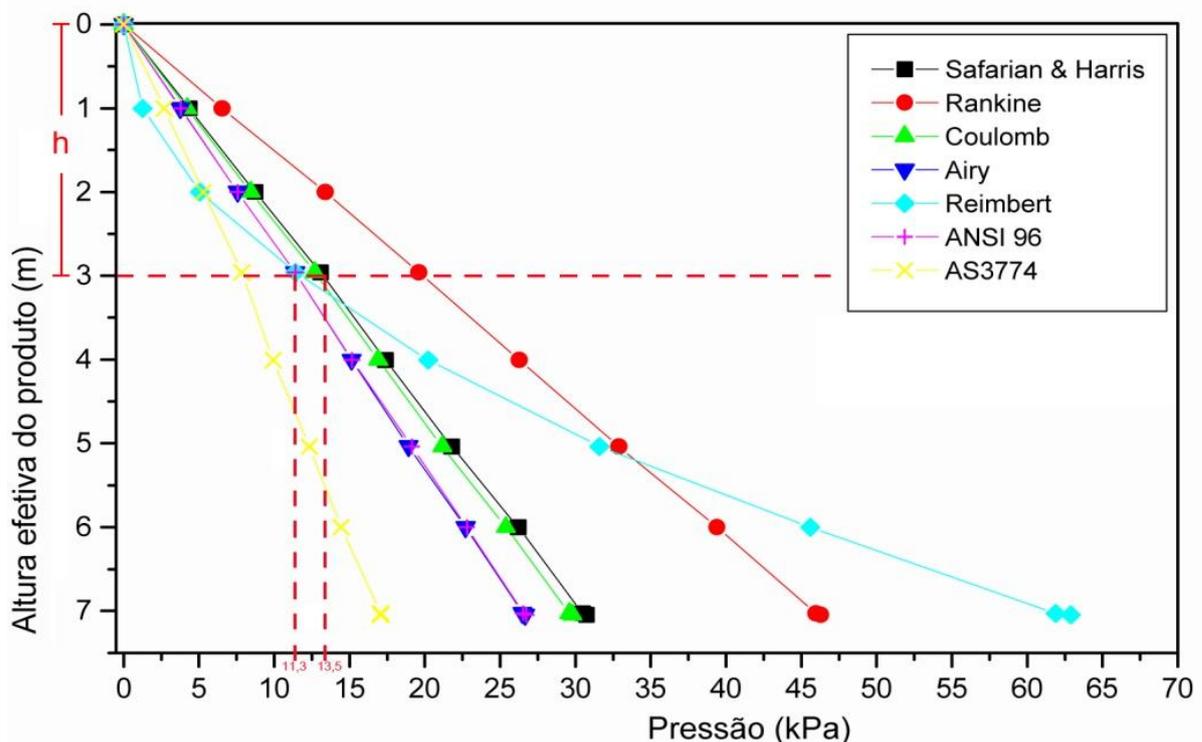
- e) Os valores de pressão fornecidos pelas teorias e normas são bastante divergentes para as pressões ativas nas paredes do silo, apresentando uma variação de $16,55 \text{ kPa} < p_h < 65,5 \text{ kPa}$ para o silo horizontal, considerando altura de produto de 7 m.

Como pode ser observado na figura 45, o gráfico ilustra o comportamento das pressões ativas nas paredes verticais do silo horizontal (GOMES, 2000). Essas curvas são comparadas com as normas ANSI/96 e AS 3774/96. Considerando a altura do produto de 3,0 metros, o valor médio das pressões estimados pelas teorias de Reimbert & Reimbert e Airy é 11,3 kPa, a mesma estimada pela norma ANSI/96. O valor médio estimado pelas teorias de Safarian & Harris e Coulomb é 13,5 kPa.

Os modelos teóricos forneceram uma relação linear em função da altura, exceto para o modelo de Reimbert & Reimbert, onde a pressão é uma função da altura elevada ao quadrado.

Segundo GOMES (2000), a norma ANSI/96 foi utilizada para comparação, por ser reconhecida e aplicada para o cálculo das pressões em paredes de silos horizontais, fornecendo valores próximos ao modelo de Airy.

Figura 45 – Pressões ativas nas paredes do silo horizontal.

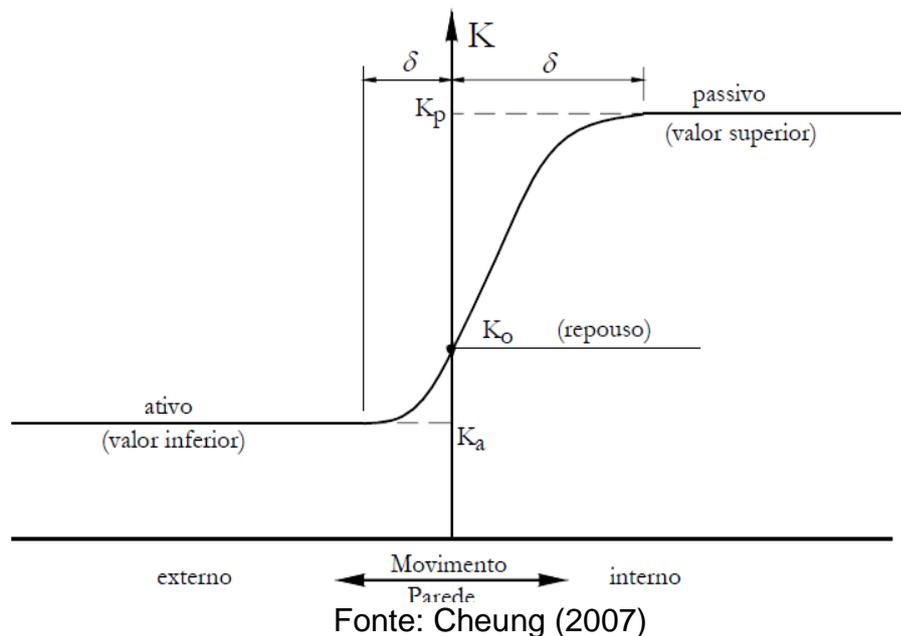


Fonte: Gomes (2000) – Modificado pelo autor.

3.4 O parâmetro K

A relação entre as pressões horizontal e vertical em qualquer ponto de uma massa granular é definida como parâmetro K. Esse é um dos parâmetros necessários para o cálculo das pressões que o produto exerce sobre as paredes e fundo de um silo (CALIL, 1997). Os três estados de tensão associados a K são denominados estado ativo K_a , passivo K_p e em repouso K_0 . Os dois primeiros são resultados dos deslocamentos da parede do silo, sendo K_a relativo ao deslocamento de dentro para fora e K_p na direção oposta. Já o terceiro estado K_0 ocorre quando uma estrutura de retenção rígida não permite a deformação lateral na periferia do produto (FREITAS, 2001). A Figura 46 mostra o comportamento do parâmetro K em relação aos deslocamentos relativos da parede.

Figura 46 – Comportamento de K em relação aos movimentos relativo da parede



HEZEL (2007) afirma que Janssen não definiu teoricamente o valor da relação entre a pressão horizontal e a vertical, K, mas mediu indiretamente a pressão σ_{fundo} na base plana de um silo alto. Supondo que a pressão vertical p_{vf} alcançou o valor assintótico, então a relação K pode ser determinada pela equação (31).

$$K = \frac{\gamma \cdot d}{\sigma_{fundo} \cdot tg\phi_w} \quad (32)$$

O valor empírico para K expresso na equação (32).

$$K = \frac{1 - \text{sen}\phi_i}{1 + \text{sen}\phi_i} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right) \quad (33)$$

Segundo KAMINSKI e WIRSKA em 1998 (apud CHEUNG, 2007), em vários trabalhos de pesquisa e normas, são sugeridas diferentes recomendações para calcular a relação entre as pressões. Na maioria dessas recomendações, o parâmetro K é determinado somente com o conhecimento do efetivo ângulo de atrito interno, sendo que, em algumas formulações, o ângulo de atrito com a parede é levado também em conta. Ao lado do efetivo ângulo de atrito interno e o ângulo de atrito com a parede, as experiências mostram que os valores das pressões e do parâmetro K dependem de quase quarenta fatores que podem se organizar em seis grupos primários:

- a) As propriedades físico-químicas do produto granular;
- b) A forma e dimensão do silo;
- c) O tipo de fluxo do produto durante o descarregamento do silo;
- d) Condução dos ensaios;
- e) O efeito de tempo e os parâmetros térmicos e de umidade;
- f) Interação entre a estrutura do silo com o produto granular.

De acordo com GOMES (2000), existem algumas divergências entre os pesquisadores quanto à determinação do valor de K. Uma das expressões mais aceitas foi proposta por KOENEN em 1896, sendo determinada com base no coeficiente de empuxo ativo da teoria de Rankine para empuxos de terra. Uma importante contribuição foi dada por AYUGA (1995) que determina o valor de K em função do tipo de parede. O autor adota três equações para as condições a seguir:

1- Para paredes absolutamente lisas, $\Phi_w = 0$, tem-se:

$$K = \frac{1 - \text{sen}\Phi_i}{1 + \text{sen}\Phi_i} \quad (34)$$

2- Para paredes muito rugosas, $\Phi_w = \Phi_{w1}$, tem-se:

$$K = \frac{1 - \text{sen}^2\Phi_i}{1 + \text{sen}^2\Phi_i} \quad (35)$$

3- Para casos intermediários, tem-se:

$$K = \frac{1 - m \cdot \text{sen}\Phi_i}{1 + m \cdot \text{sen}\Phi_i} \cos^2\Phi_w \quad (36)$$

onde,

$$m = \sqrt{1 - \frac{tg^2\Phi_w}{tg^2\Phi_i}} \quad (37)$$

A Tabela 3 apresenta o levantamento parcial realizado por FREITAS (2001) para o estudo do parâmetro K sob o ponto de vista de diversas normas internacionais.

Tabela 3 – Formulações para o valor de K, sugeridas por diversas normas.

Norma	Expressão	Comentário
AS 3774/1996	$K = \frac{1 + \sin^2 \varnothing_e - 2\sqrt{(\sin^2 \varnothing_e - \mu^2 \cos^2 \varnothing_e)}}{4\mu_w^2 + \cos^2 \varnothing_e} \geq 0,35$	Fornecer, em tabela, as propriedades para 23 produtos e define 4 categorias de paredes.
ISO 11697 /1997	$K = 1.1(1 - \sin \varnothing_e)$	Fornecer os valores para 5 classes de produtos
ACI 313/1997	$K = \frac{1 - \sin^2 \varnothing_e}{1 + \sin^2 \varnothing_e}$	Fornecer os limites inferiores e superiores para as propriedades físicas
BMHB/1985	Atribuído	Define valores determinados para o cálculo das pressões; para isso utiliza valores bem conservadores
ANSI/ASAE EP 433/2001	0,50	Define um valor único para produtos granulares agrícolas
DIN 1055-6 /2001	$K = \frac{1 - m \sin \varnothing_e}{1 + m \sin \varnothing_e} \cos^2 \varnothing_w$ $m = \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \varnothing_w}{\tan \varnothing_e}\right)^2}$	Define valores para K conforme a condição de operação

Fonte: Freitas (2001) modificado pelo autor.

FREITAS (2001), após análise das principais normas estrangeiras que propõem diversos valores de K, mostra que estão dispersos entre si e podem conduzir a projetos totalmente diferentes devido à discrepância entre esses valores.

Gomes (2000) relatou os seguintes aspectos conclusivos de relevância, com relação ao valor do parâmetro K:

- a) Para produtos granulares, de fluxo livre, os valores de K não variam em função da relação altura/lado do silo, pois os ângulos de atrito não variam com a compactação do produto.
- b) Na descarga, o valor de K é maior, pois há um aumento das pressões horizontais e uma diminuição das pressões verticais.
- c) Pela análise geral dos resultados teóricos e experimentais obtidos, os valores propostos pela maioria das normas e pesquisadores são conservadores.
- d) Considerando os valores experimentais obtidos e a variabilidade encontrada para as propriedades dos produtos nas normas internacionais, recomendam-se os limites inferiores e superiores para o valor de K: $0,25 \leq K \leq 0,55$ no corpo do silo.

3.5 Propriedades físicas dos produtos armazenados

De acordo com NASCIMENTO (2008), o primeiro passo para o cálculo das ações em silos é o estudo da determinação das propriedades físicas dos produtos armazenados, também chamadas de propriedades de fluxo. Estas propriedades se referem ao comportamento do produto e surgem das forças que atuam sobre as partículas individualmente.

As características dos produtos armazenados exercem grande influência no tipo de fluxo, pressões atuantes, geometria e rugosidade da parede da célula de armazenamento e na escolha do dispositivo de descarga.

Segundo GOMES (2000), as propriedades físicas mais importantes do produto armazenado são: peso específico (γ), ângulo de atrito interno (ϕ_i), ângulo efetivo de atrito interno (ϕ_e), ângulo de atrito do produto com a parede (ϕ_w) e o coeficiente de atrito entre o produto e a parede do silo (μ').

3.5.1 Peso específico

O peso específico (γ) é definido como a quantidade de massa de partículas sólidas dividida pelo seu volume total e multiplicado pela aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). De acordo com TEIXEIRA (2006) as normas internacionais recomendam que os valores sejam aplicados em função dos resultados determinados em laboratório e considerando sua variação devem ser tomados valores inferiores e superiores. De acordo com GOMES (2000), recentes pesquisas demonstram que o peso específico do produto armazenado em um silo é função da sua umidade, das sobrepressões que ocorrem no silo, do tempo de armazenamento, da taxa de carregamento, do modo de carregamento e da altura de queda do produto. Ficou constatado que os valores reais desse parâmetro em geral divergem dos valores estabelecidos por normas, recomendando um aumento médio de 6% sobre os valores observados. As principais normas fornecem tabelas próprias dos valores médios e valores de limite superior para o peso específico (Tabela 4).

Tabela 4 – Peso específico dos produtos comum as normas ENV, ISO, AS, BMHM, DIN e NBR

PRODUTO	ENV		ISO		AS		BMHM		DIN		NBR	
	γ_m	γ_u										
	kN/m ³											
Cevada	7,5	8,5	7,5	8,5	7,0	8,5	7,5	8,5	8,0	-	7,0	-
Cimento	14,0	16,0	14,0	16,0	13,0	16,0	13,0	16,0	16,0	-	14,0	-
Clinker	16,0	18,0	14,0	16,0	15,0	18,0	-	-	18,0	-	15,0	-
Areia seca	14,0	16,0	14,0	16,0	14,0	17,0	15,0	17,0	16,0	-	-	-
Farinha	6,0	7,0	6,5	7,5	6,5	7,5	7,0	7,5	7,0	-	5,0	-
Cinzas	12,0	14,0	11,0	13,0	8,0	11,5	8,0	10,0	12,0	-	-	-
Milho	7,5	8,5	7,5	8,5	7,0	8,5	7,5	8,5	8,0	-	7,5	-
Açúcar	8,0	9,5	9,0	10,0	8,0	10,0	9,0	10,0	9,5	-	7,5	-
Trigo	8,0	9,0	7,5	8,5	7,5	9,0	8,0	9,0	9,0	-	7,8	-
Carvão	9,0	10,0	9,0	10,0	8,5	11,0	-	-	10,0	-	8,5	-

Fonte: Freitas (2001) modificado pelo autor.

onde:

γ_m – valor médio do peso específico

γ_u – valor do limite superior do peso específico

3.5.2 Ângulo de repouso e angulo de atrito interno

O ângulo de repouso pode ser medido em um monte de produto granular ou pulverulento formado pelo seu basculamento sobre uma superfície plana. Este somente estará em equilíbrio se os grãos menos estáveis situados na superfície da pilha estiverem em equilíbrio estático. Desta forma, o ângulo formado pela superfície livre da pilha com o plano horizontal é o ângulo de repouso do material, definido pelos grãos menos instáveis e não confinados situados próximo à superfície da pilha. Este corresponde ao ângulo de atrito interno para caso de pressões de confinamento praticamente nulas, ou ainda, ao ângulo de atrito interno do produto depositado num estado extremamente solto (DALBELLO, OLIVEIRA & BENEDETTI, 1994).

Pode-se afirmar, portanto, que o ângulo de repouso do produto difere do ângulo de atrito interno em função das pressões impostas.

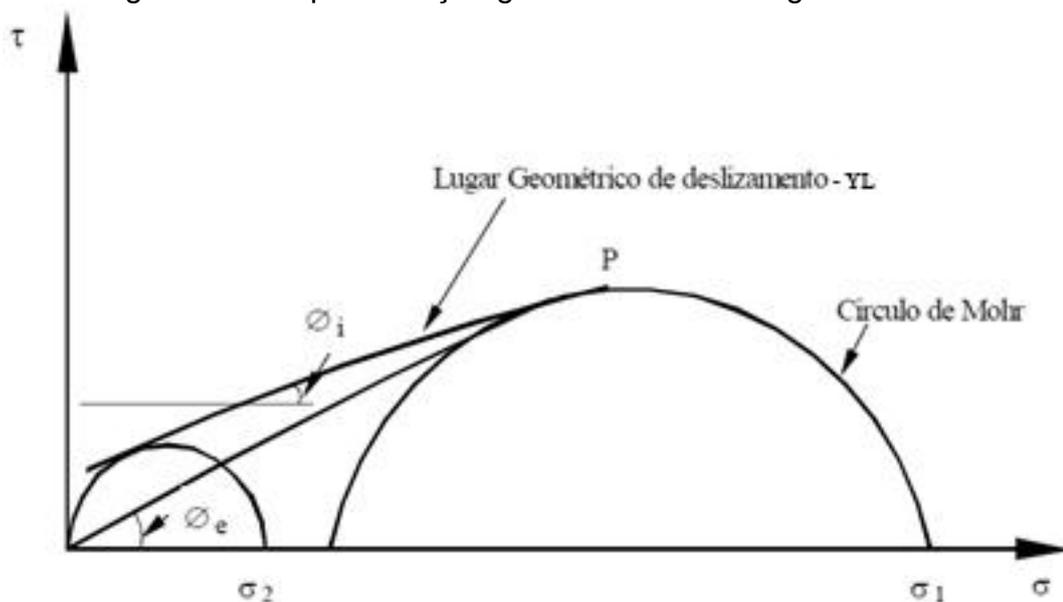
Segundo CALIL (1990), o ângulo de atrito interno refere-se às condições internas do maciço, dependendo do nível de pressões medias aplicado a todos os grãos do maciço. O aumento das pressões de confinamento irá tornar o maciço mais denso (com menor índice de vazios). Dessa forma, o ângulo de atrito interno aumenta com o peso específico do maciço ou com a diminuição do índice de vazios e, portanto, o ângulo de atrito interno tende a ser maior que o ângulo de repouso. Um sólido em um recipiente é solicitado por pressões que causam consolidação e fornece resistência ao mesmo. As pressões mais importantes ocorrem durante o fluxo do sólido, ou durante a deformação contínua acima do seu limite elástico.

3.5.3 Ângulo efetivo de atrito interno

Segundo HEZEL (2007), a determinação das propriedades dos materiais armazenados depende do conhecimento do lugar geométrico de deslizamento - (YL), determinados pela relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal para o produto armazenado. Do gráfico (Figura 47), pode-se determinar o ângulo de atrito interno formado pela reta do lugar geométrico de deslizamento e a horizontal. O ângulo efetivo de atrito interno é formado com a horizontal a partir de uma linha entre a origem e P, (tangente ao YL no semicírculo de MOHR da maior tensão de consolidação). O efetivo ângulo de atrito interno, ϕ_e , é obtido de forma igual ao

ângulo de atrito interno, ϕ_i , quando se considera o produto de fluxo livre. Tal observação conduz a dimensionamento mais adequado nos projetos de silos que apresentam tremonhas, para esse tipo de produto. Devido às condições de geometria do fundo, as tensões impostas ao produto armazenadas são alteradas, exigindo uma análise mais detalhada de sua magnitude e distribuição (GOMES, 2000).

Figura 47 – Representação gráfica do efetivo ângulo de atrito.



Fonte: Gomes (2000)

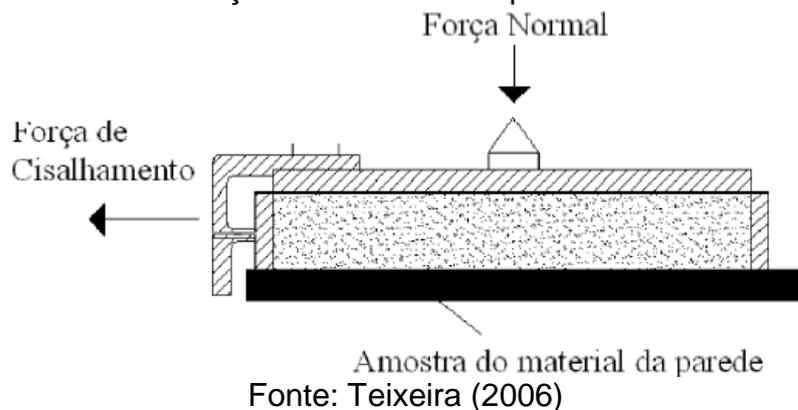
3.5.4 Ângulo e coeficiente de atrito com a parede

A determinação do atrito do produto armazenado com a parede também pode ser obtida usando um aparelho desenvolvido por JENIKE (1964).

De acordo com REIS (2011), esse aparelho funciona da seguinte maneira: a amostra é colocada na célula de cisalhamento do aparelho sob uma tensão normal qualquer, submetido a esforços de cisalhamento necessário para romper a tensão de resistência da amostra. Esse cisalhamento ocorre até um limite onde as tensões passam a ser constantes. Nesse momento, diz-se que a amostra está consolidada. Neste caso, a base da célula de cisalhamento é substituída por uma amostra do material da parede que será avaliado (Figura 48) e define-se o lugar geométrico da parede para uma série de pressões de consolidação. A força de cisalhamento ou a

tensão de cisalhamento τ_w que são necessárias para mover a célula de cisalhamento com o produto armazenado através do material da parede são medidas sob diferentes tensões normais τ_w (TEIXEIRA, 2006).

Figura 48 – Determinação do atrito com a parede na célula de Jenike.

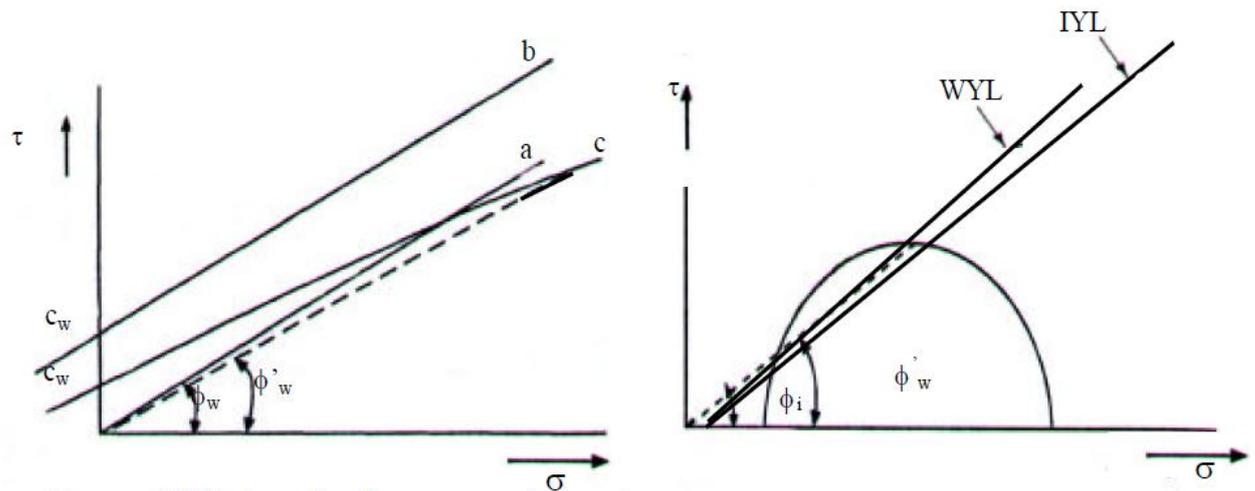


De acordo com FREITAS (2001), o critério para condições de deslizamento do produto ao longo da parede pode ser expresso como a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal à parede, chamada de lugar geométrico de deslizamento na parede, WYL.

O lugar geométrico de deslizamento na parede, WYL, para produtos de fluxo livre, pode ser obtido por uma linha direta que passa pela origem, como mostrado pela linha "a" na figura 49(a). No caso de produtos coesivos, o WYL é uma linha direta com uma ordenada C_w , com mostra a linha "b". Em alguns casos, a combinação da parede e o produto não segue exatamente este conceito ideal e um WYL um pouco curvado é obtido, como mostra a linha "c". O ângulo de inclinação da reta que define o lugar geométrico de deslizamento da parede é denominado ângulo de atrito do produto com a parede, ϕ_w .

No caso das retas "a" e "b", um valor constante pode ser obtido do ângulo entre o WYL e o eixo das pressões normais σ . Para materiais correspondentes a linha "c", em que a relação $\tau_w/\sigma_w = \tan \phi_w$ não é uma constante, mas depende do nível de tensão normal, pode-se definir como ângulo de atrito aquele da inclinação da linha que passa pela origem e pelo ponto de interesse no WYL para uma dada condição de consolidação, ϕ'_w , indicado na Figura 49(b). Esta definição tem a vantagem principal que, em todos os casos, a real relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal ao longo da parede é obtida.

Figura 49 – Lugar geométrico de deslizamento do produto com a parede.



(a) Possibilidade do lugar geométrico de deslizamento da parede e o ângulo de com a parede.

(b) Lugar geométrico de deslizamento de paredes rugosas.

Fonte: Freitas (2001)

FREITAS (2001), afirma ainda, que em alguns casos é possível que, devido à coesão, o ângulo de atrito com a parede seja maior que o ângulo de atrito interno, ϕ_i , como definido anteriormente. Isto acontece quando uma fina camada de material adere na parede e o deslizamento acontece ao longo desta camada. Esta situação é chamada de superfície rugosa.

3.6 Pressões horizontais utilizados neste trabalho

Para este trabalho, as pressões horizontais causadas pelo empuxo dos produtos armazenados foram determinadas pelo método proposto por GOMES (2000), considerando a expressão matemática: $p_h = \gamma \cdot h \cdot K$, com as propriedades físicas dos produtos armazenados e o parâmetro K , conforme demonstrado no Capítulo 4 – Materiais e Métodos.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Considerações gerais

Neste presente trabalho desenvolveu-se uma análise comparativa entre as alternativas estruturais de seis tipos de painéis pré-moldados de concreto armado para paredes verticais de silos horizontais não elevados, limitados ao desempenho estrutural, não sendo considerados os efeitos térmicos.

Em seguida foi escolhido um silo horizontal não elevado para ser utilizado como base para as dimensões dos painéis de fechamento vertical de cada uma das alternativas estruturais em análise. Numa segunda etapa, fez-se o lançamento e análise dos seis tipos de painéis pré-moldados de concreto armado obtendo-se os momentos fletores, deslocamentos, detalhamento, taxas de armadura e quantitativos de materiais, os quais formam os custos de fabricação, definidos para comparação.

Para formação dos custos de fabricação foi utilizado os custos unitários do SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil.

4.1.1 Escolha do silo horizontal utilizado como base

Considerou-se, para este trabalho, um silo horizontal não elevado, com dimensões 42,0 m x 96,0 m, com 3,0 m de altura de paredes verticais (painéis), com modulação de 6,0 m dos pilares, projetado pelo autor deste trabalho e construído pela Egelte Engenharia Ltda, no Distrito Industrial de São Simão / GO (Figura 10). A capacidade de armazenamento de milho, para este silo horizontal, com fundo tipo V, é de 40.000,00 toneladas.

4.1.2 Tipologia dos painéis pré-moldados

De acordo com a modulação dos pilares (6,00 m) e a altura das paredes verticais (3,00 m) do silo horizontal utilizado como base, os seis painéis analisados possuem as seguintes dimensões externas: 6,00 m de comprimento e 3,00 m de altura (Figuras 50A e 50B). Optou-se, neste trabalho, pelas espessuras mais usuais dos painéis para o comprimento de 6,00 m, o volume de concreto de 2,48 m³, equivalente a espessura de 13,8 cm para painel liso.

Figura 50A - Painéis analisados bi apoiados.

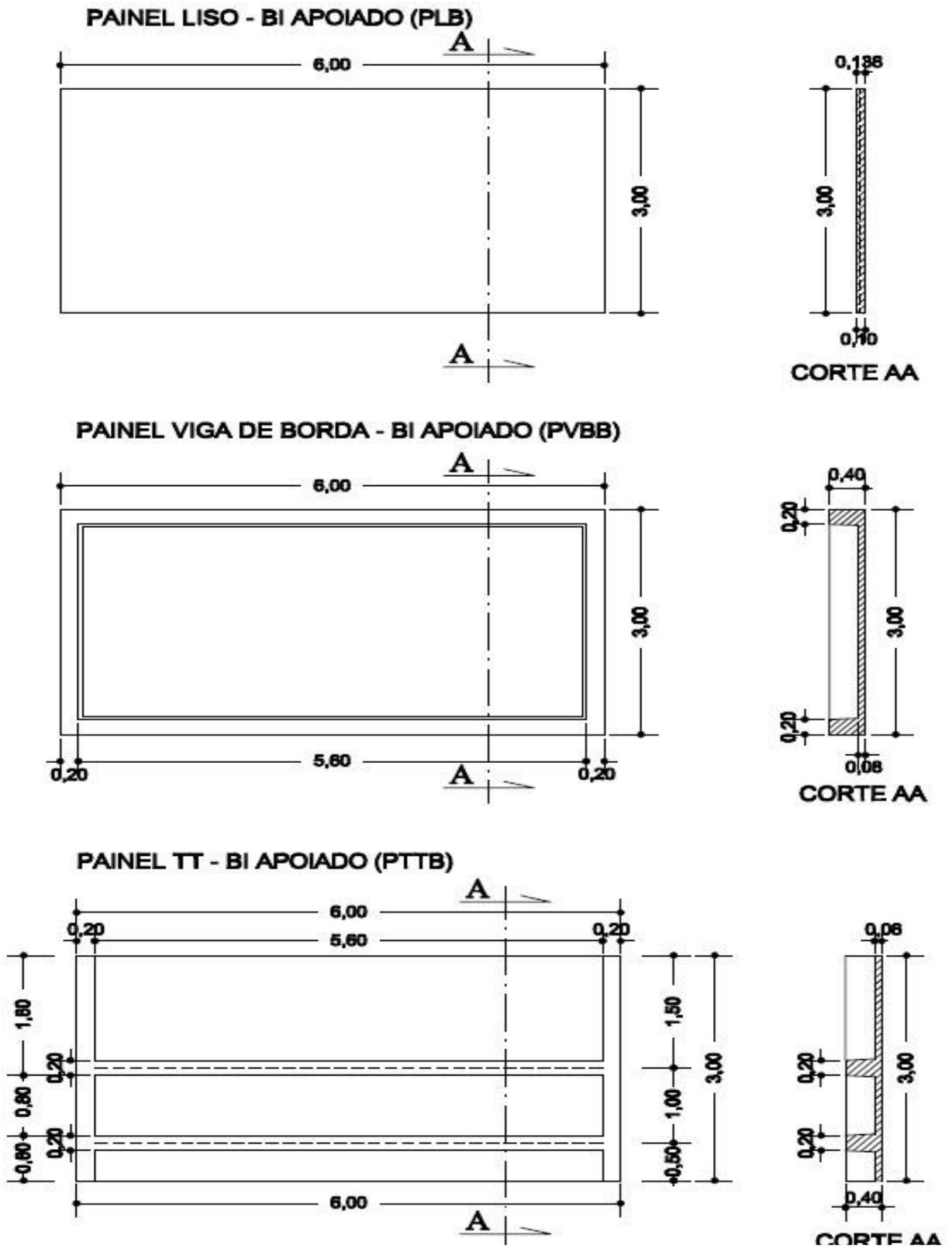
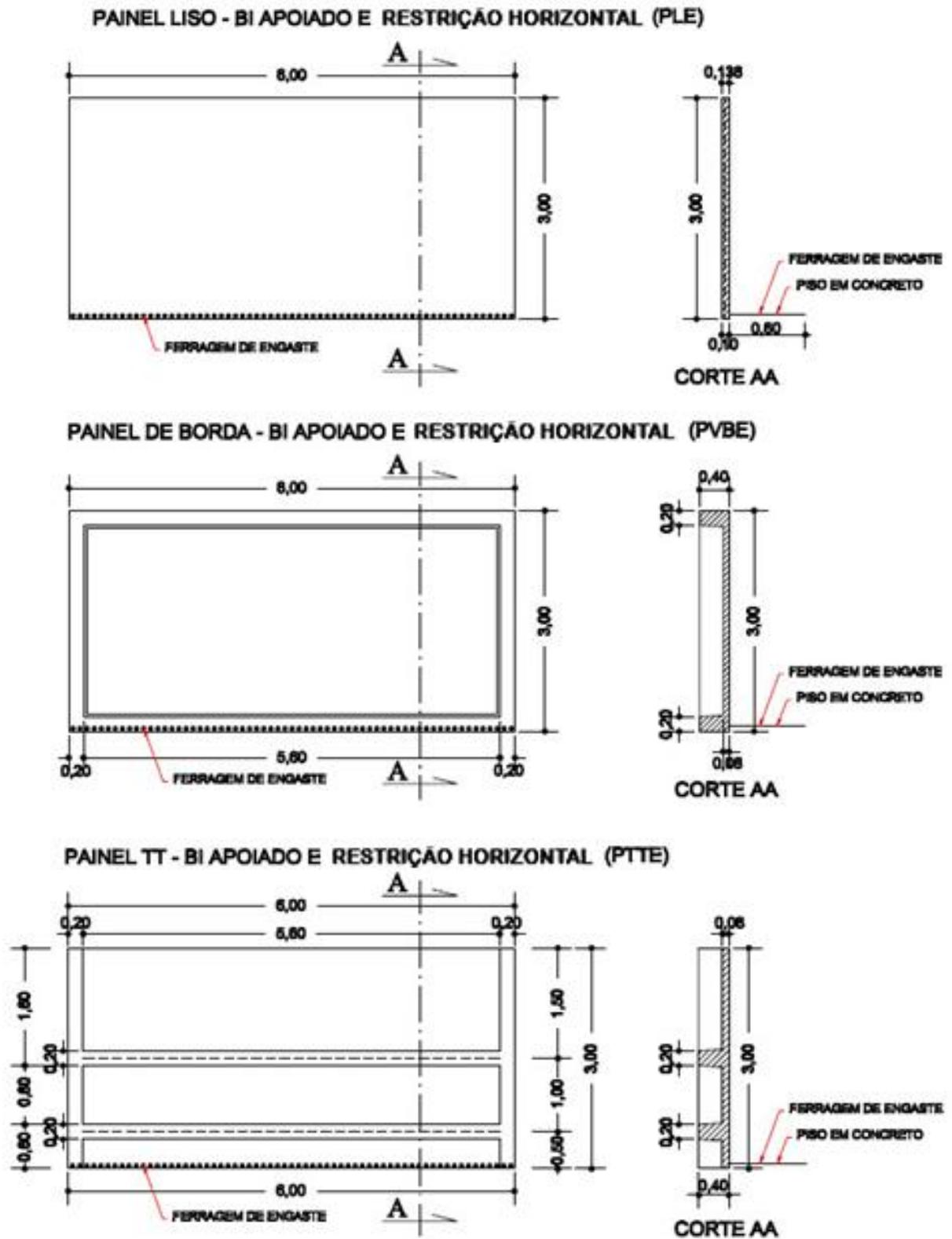


Figura 50B - Painéis analisados bi apoiados e restrição horizontal na borda inferior



Fonte: O próprio autor.

4.2 Cálculo das pressões

As pressões foram calculadas de acordo com as conclusões da Tese “Estudo Teórica e Experimental das Ações em Silos Horizontais” de GOMES (2000), utilizando parâmetros do produto armazenado, peso específico e o coeficiente K.

4.2.1 Peso específico

Com relação às propriedades físicas dos produtos armazenados, GOMES (2000) conclui que as formulações teóricas devem levar em consideração a influência do atrito do produto com as paredes e a variabilidade do peso específico dos produtos armazenados. Com isto, para o estado limite de dimensionamento propõe-se o intervalo para o peso específico: $0,75 \leq \gamma \leq 1,20$.

Neste trabalho, foi utilizado o milho, devido este grão ser o de maior produção no Brasil (CONAB, 2013); ter peso específico e ângulo de repouso levemente superior à soja e foi o grão utilizado por GOMES (2000) em seu trabalho de pesquisa.

Os resultados obtidos em ensaio, por GOMES (2000), para o milho são representados na tabela 5.

Tabela 5 – Resultados obtidos nos ensaios de propriedades do milho

Propriedades		
Peso específico (γ)	7,59 kN/m ³	
Ângulo de atrito interno (ϕ_i)	32 – 35 ^o	
Ângulo de atrito com a parede (ϕ_w)	Liso	Rugoso
Concreto	25 ^o	29 ^o
Teor de umidade	12,9%	

Fonte: Gomes (2000)

4.2.2 Coeficiente K

Considerando os valores experimentais obtidos e a variabilidade encontrada para as propriedades dos produtos nas normas internacionais, GOMES (2000) recomenda os limites inferiores e superiores para o valor de K: $0,25 \leq K \leq 0,55$. Este

intervalo abrange também as sobrepressões devidas ao fluxo do produto durante a descarga.

Os valores de K, determinados indiretamente por GOMES (2000), são apresentados na Tabela 6. Os limites inferior e superior foram calculados considerando as equações 31 e 32 (AYUGA, 1995), considerado de consenso pelos pesquisadores para cálculo das pressões para os estados limites (CALIL, 1990).

Tabela 6 – Limites de K em função do ângulo de atrito interno
Coeficiente K - milho

Φ_i (graus)	Limite Inferior (LI)	Limite Superior (LS)
32	0,307	0,560
35	0,271	0,505

Fonte: Gomes (2000) modificado pelo autor.

4.2.3 Pressões nas paredes laterais

Para o cálculo das pressões nas paredes dos silos horizontais, GOMES (2000) recomenda utilizar a expressão matemática: $p_h = \gamma \cdot h \cdot K$, com os valores definidos no item anterior. Para obtenção das pressões mais desfavoráveis, CALIL (1997) propõe, de acordo com a norma australiana AS (1996), que em termos de projeto, sejam determinados limites inferior e superior para cada parâmetro. A adequada utilização desses limites está apresentada na Tabela 7.

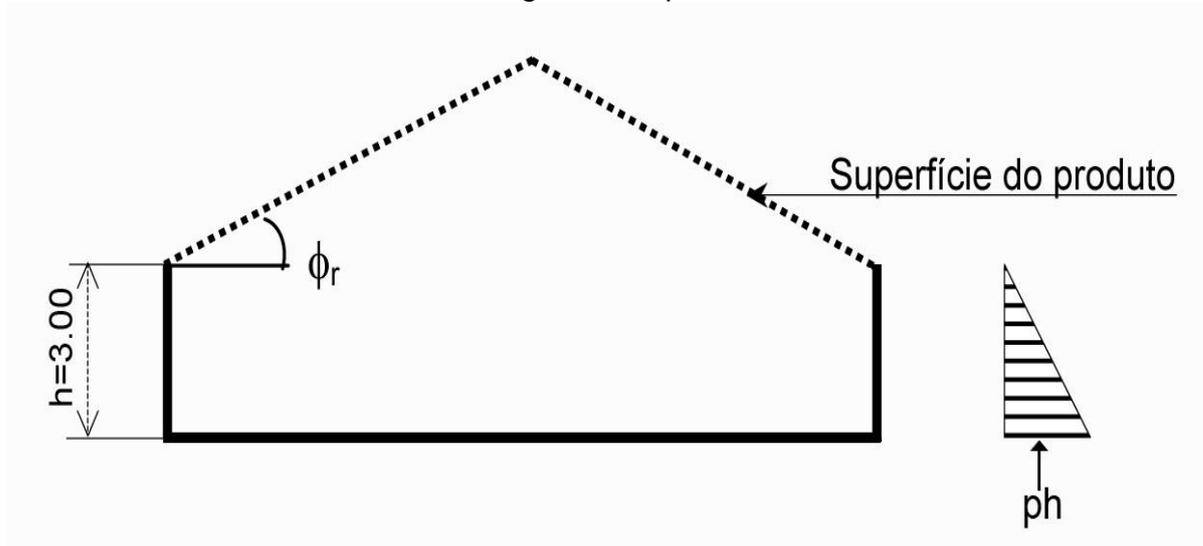
Tabela 7 – Limites apropriados para as propriedades físicas.

Aplicação da propriedade	Peso específico produto (γ)	Ângulo de atrito com parede (Φ_w)	Ângulo de atrito Interno (Φ_i)	Relação entre p_h / p_v Fator K
Tipo de fluxo massa	Inferior	Superior	Inferior	-
..... funil	Inferior	Inferior	Superior	-
Cálculo da máxima pressão Horizontal na parede - p_h	Superior	Inferior	Inferior	Superior
Cálculo da máxima pressão Vertical - p_v	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Força máxima de atrito na parede do silo - p_w	Superior	Superior	Inferior	Superior
Força vertical máxima na tremonha	Superior	Inferior	Superior	Inferior

Fonte: AS3774 (1997)

Neste trabalho sobre paredes de concreto pré-moldado em painéis para silos horizontais com altura (h) de painéis de 3,00 m, com diagrama de pressão horizontal (Figura 51), foram adotados os valores de γ e K , conforme os limites estabelecidos pela Tabela 4.

FIGURA 51 – Diagrama de pressão horizontal



Fonte: o próprio autor.

Utilizando a equação (12) como foi recomendada por GOMES (2000):

$$P_h = \gamma \cdot h \cdot k$$

Valores adotados:

$\gamma = \gamma_u = 8,5 \text{ kN/m}^3$ (da Tabela 6)

$h = 3,0 \text{ m}$ (projeto do armazém – altura do painel)

$K = 0,55$ (limite superior da recomendação de GOMES, 2000).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das ações. CALIL & CHEUNG (2007) apresentaram a Tabela 8 como sugestão dos coeficientes de ponderação das ações, que atendem os valores da ABNT NBR 6118:2007.

Tabela 8 – Coeficientes de ponderação das ações.

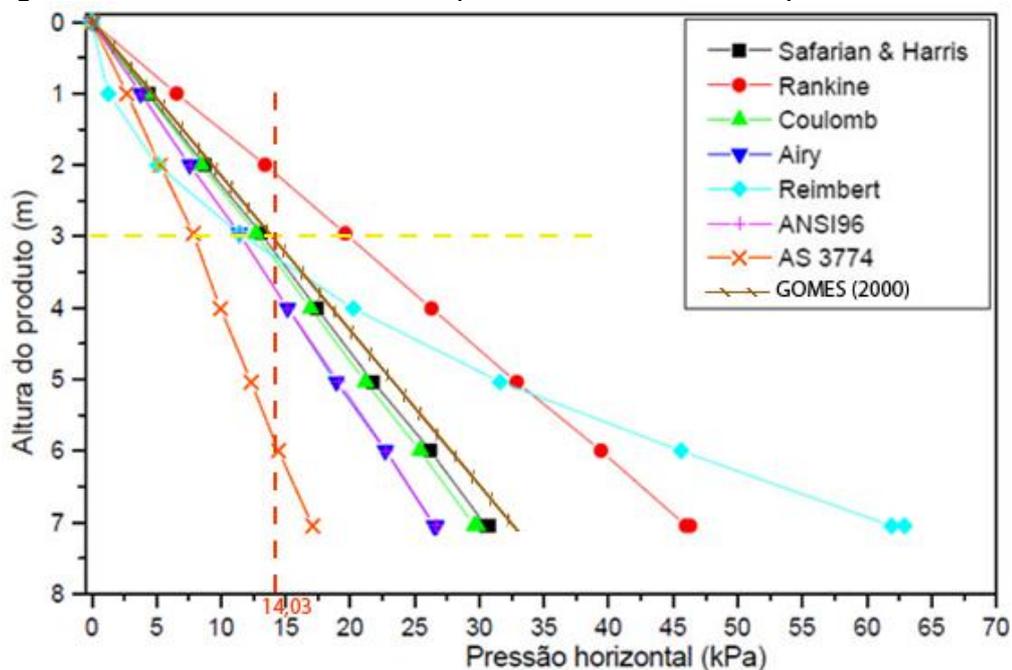
AÇÕES		Estado Limite Ultimo	Estado Limite Utilização
Permanentes		1,4	1,0
Pressões do produto	estática	1,4	1,0
	fluxo	1,4	1,0
	especiais	1,2	1,1
Térmicas		1,2	1,0
Vento		1,4	1,0

Fonte: Calil & Cheung (2007)

Com utilização dos valores adotados para o dimensionamento das pressões horizontais, $p_{h \max}$ para $h = 3,00$ m; $\gamma = 8,5$ kN/m³ e $K = 0,55$ e o coeficiente de ponderação das ações para o Estado Limite de Utilização, $\gamma_f = 1$, tem-se:

$$p_{h \max} = 14,03 \text{ kN/m}^2$$

O valor calculado de $p_{h \max} = 14,03$ kN/m² é superior ao determinado por Gomes (2000), conforme mostrado na Figura 52, para altura efetiva do produto de 3,00 m, estimados pelos modelos teóricos de Safarian & Harris (1985), Coulomb (1776), Airy (1897), Reimbert & Reimbert (1956) e as normas internacionais: AS 3774 (1996) e ANSI (1996), onde o valor máximo foi 13,5 kPa.

Figura 52 – Pressões ativas nas paredes determinadas para $h = 3,00$ m.

Fonte: Gomes (2000) – Modificado pelo autor.

4.3 Painéis analisados

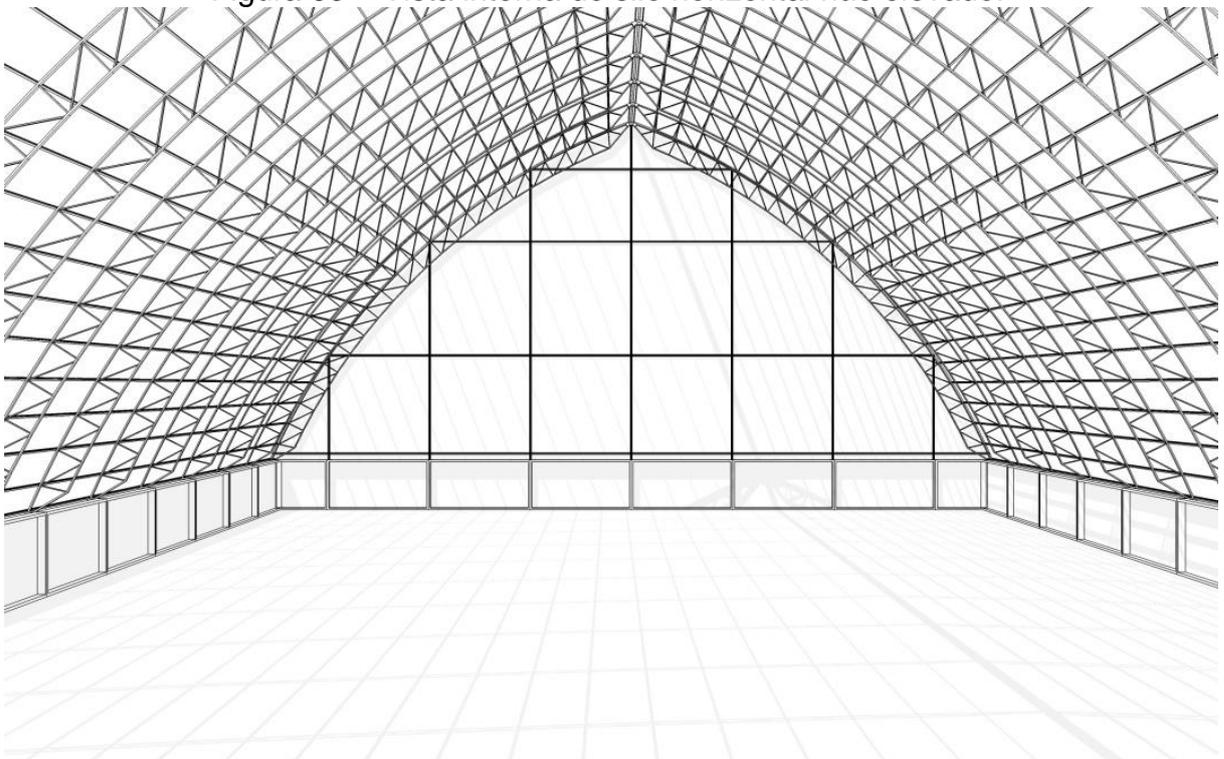
Foram analisados três tipos de painéis pré-moldados em concreto armado, mais utilizados para fechamento vertical de silos horizontais, em duas condições de apoios distintos: bi-apoiado nos pilares e bi-apoiado nos pilares e com restrição de deslocamento horizontal através de ferragem posicionada na parte inferior do painel, junto ao piso do silo horizontal.

Os tipos de painéis propostos neste trabalho são: painel liso, painel com vigas nas bordas e painel TT (duas vigas longitudinais). Todos os painéis analisados possuem as seguintes dimensões externas: (6,00 m de comprimento e 3,00 m de altura).

O carregamento adotado nos painéis, como carga distribuída (p_h), com formato triangular, variando de 0,00 kN/m² (borda superior) até 14,03 kN/m² (borda inferior).

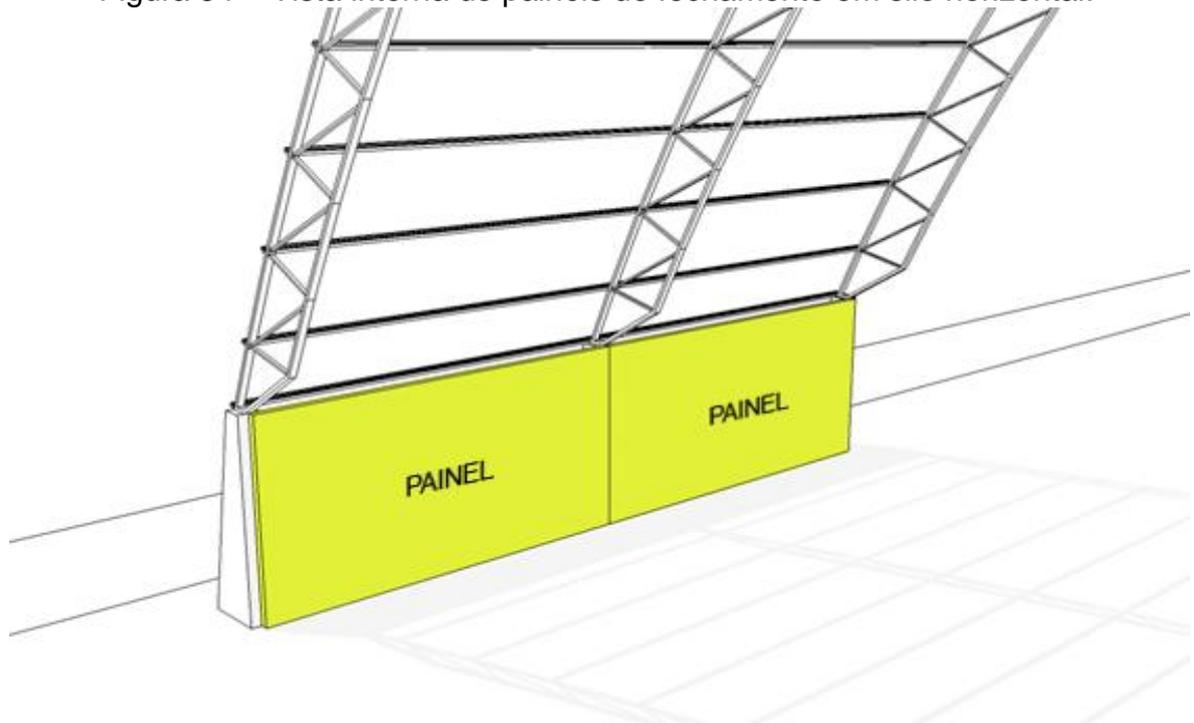
Os painéis pré-moldados são posicionados verticalmente, apoiados em pilares pré-moldados, conforme mostrado na vista interna de silo horizontal não elevado (Figuras 53 e 54) e corte esquemático de um silo horizontal não elevado (Figura 55).

Figura 53 – Vista interna de silo horizontal não elevado.



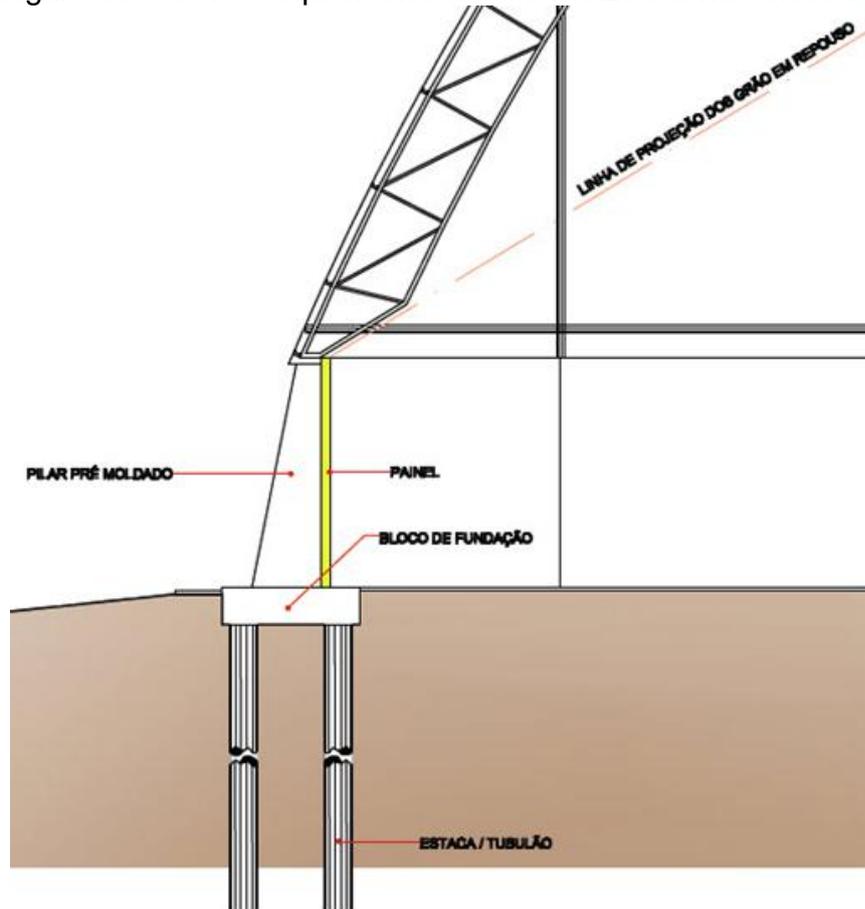
Fonte: o próprio autor.

Figura 54 – Vista interna de painéis de fechamento em silo horizontal.



Fonte: o próprio autor.

Figura 55 – Corte esquemático de silo horizontal não elevado.



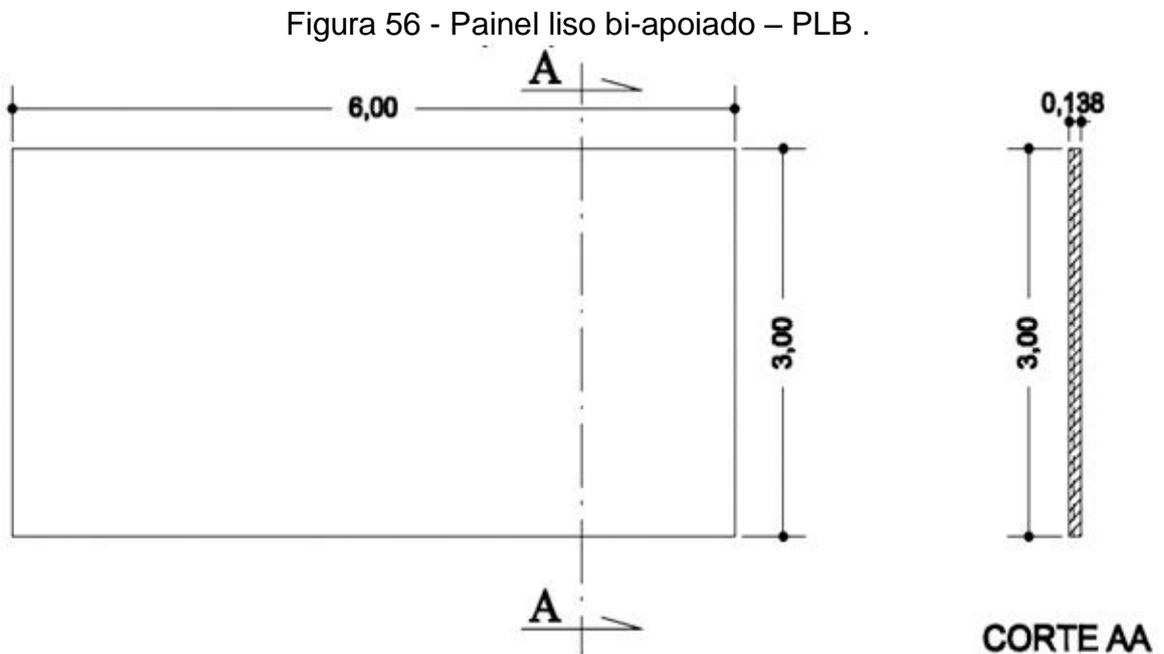
Fonte: o próprio autor.

4.3.1 Painel liso

O painel liso maciço possui as dimensões de 6,00 x 3,00 m, com espessura de 13,8 cm. As duas condições de apoio dos painéis liso são: bi-apoiado nos pilares e bi-apoiado nos pilares e apoiado no piso com restrição de deslocamento horizontal na borda inferior.

a) Painel liso bi-apoiado (PLB).

Conforme a Figura 56, o painel liso bi-apoiado é uma placa de dimensões constantes (cotas em m). As Figuras 57 a 59 mostram as etapas de fabricação deste tipo de painel, em campo.



Fonte: o próprio autor.

Figura 57 – Montagem da armadura de painel liso bi - apoiado - PLB.



Fonte: o próprio autor.

Figura 58 – Concretagem do painel liso bi-apoiado - PLB.



Fonte: o próprio autor.

Figura 59 – Painel liso bi-apoiado –PLB, em processo de cura do concreto.

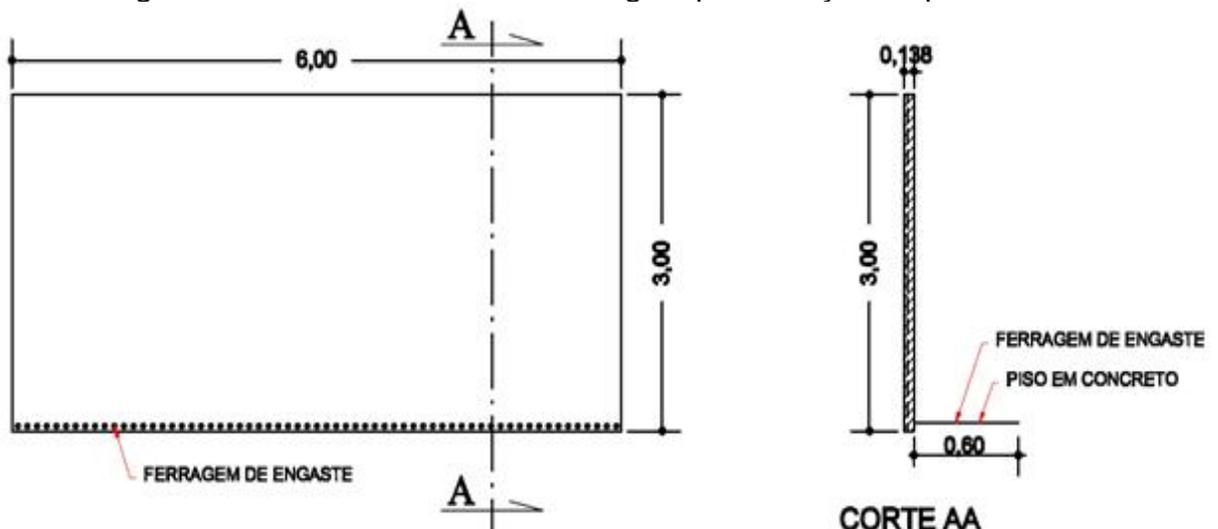


Fonte: o próprio autor.

b) Painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior (PLE)

Conforme a Figura 60 (cotas em m), o painel liso bi-apoiado e apoiado no piso é uma placa de dimensões constantes, apoiado nas laterais sobre os pilares e com ferragem na parte inferior da mesma para restrição total de deslocamento horizontal. As Figuras 61 e 62 mostram as etapas de fabricação deste tipo de painel, em campo e as Figuras 63 e 64 mostram a instalação dos painéis nos pilares do armazém graneleiro.

Figura 60- Painel liso PLE com ferragem para fixação no piso do silo.



Fonte: o próprio autor.

Figura 61- Montagem da ferragem do PLE.



Fonte: o próprio autor.

Figura 62 – Painel liso PLE, com ferragem para fixação no piso, em cura.



Fonte: o próprio autor.

Figura 63 - Painel PLE, posicionada nos pilares.



Fonte: O próprio autor

Figura 64 – Silo horizontal com painéis PLEs.



Fonte: O próprio autor

4.3.2 Painel com vigas nas bordas

a) Painel com vigas nas bordas, bi - apoiado (PVBB).

Conforme as Figuras 65 e 66 (cotas em m), o painel liso bi-apoiado é uma placa de dimensões constantes de espessura de 8,0 cm, com vigas nas extremidades (borda) de dimensões 20x40 cm, apoiado nas laterais sobre os pilares. As Figuras 67 a 70 mostram as etapas de fabricação deste tipo de painel, em campo.

Figura 65 - Painel com vigas nas bordas, bi - apoiado - PVBB.

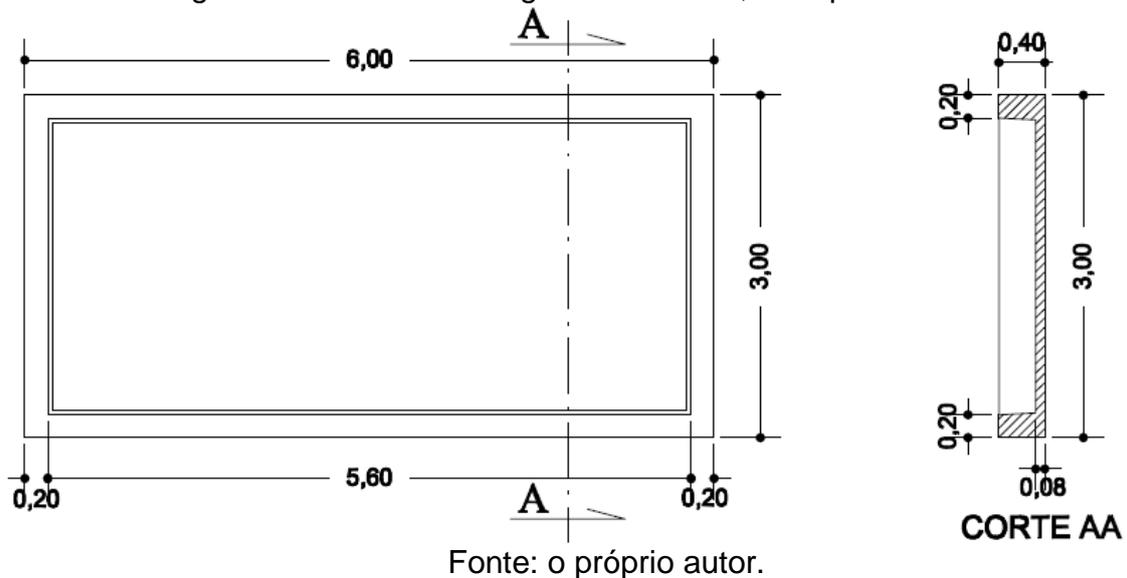
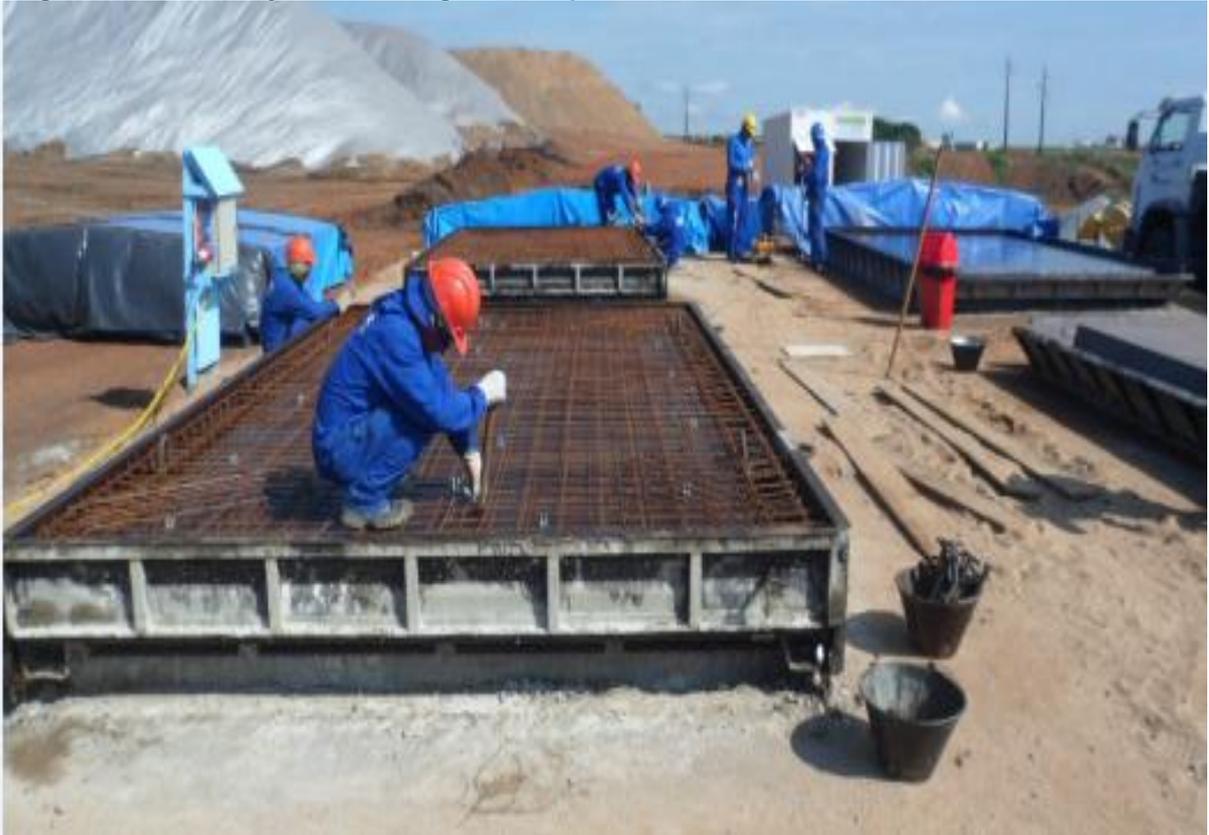


Figura 66- Painel com vigas nas bordas, bi - apoiado - PVBB.



Fonte: Zortea (2008)

Figura 67- Colocação de ferragens em painéis PVBBs.



Fonte: o próprio autor.

Figura 68- Painel PVBB, pronto para instalação.



Fonte: o próprio autor.

Figura 69- Montagem de painéis PVBBs.



Fonte: o próprio autor.

Figura 70- Silo horizontal com painéis PVBBs.

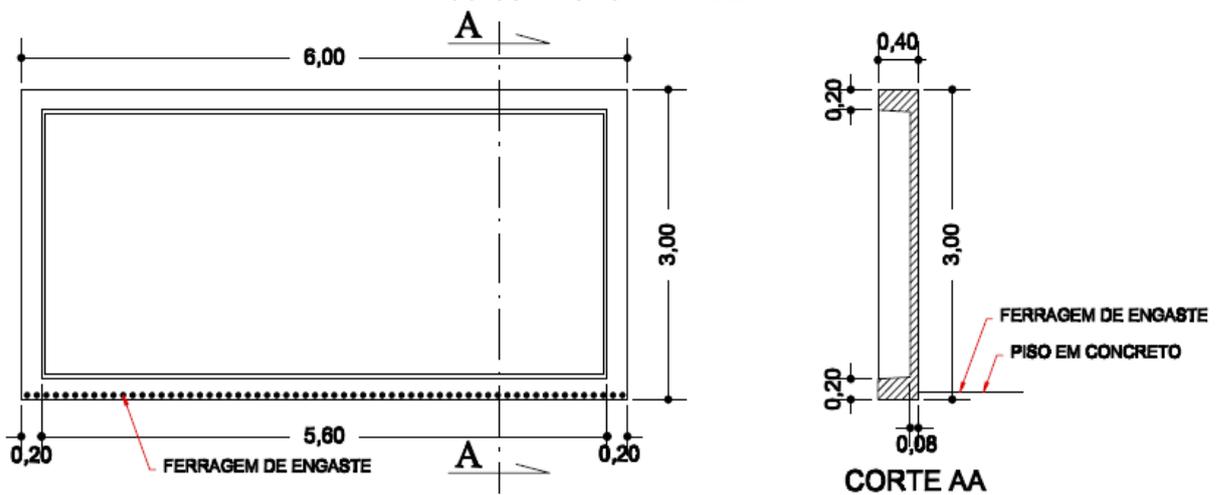


Fonte: o próprio autor.

- b) Painel com vigas nas bordas, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior (PVBE).

Conforme a Figura 71 (cotas em m), o painel liso bi-apoiado e apoiado no piso é uma placa de dimensões constantes de espessura de 0,08 m, com vigas nas extremidades (borda) de dimensões 0,20 x 0,40 m, apoiado nas laterais sobre os pilares e com ferragem na parte inferior para restrição total de deslocamento horizontal. A Figura 72 mostra um painel deste tipo, concretado, em campo.

Figura 71 - Painel com vigas nas bordas, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PVBE.



Fonte: o próprio autor.

Figura 72 – Painel com vigas na borda PVBE, concretado no campo.



Fonte: o próprio autor.

4.3.3 Painel TT

a) Painel TT, bi-apoiado (PTTB).

Conforme a Figura 73 (cotas em m), o painel liso bi-apoiado é uma placa de dimensões constantes de espessura de 0,08 m, com duas vigas de dimensões 0,20 x 0,40 m, uma a distância de 1,50 m (centro longitudinal do painel) e outra a distancia de 0,50 m da borda inferior do painel, apoiado nas laterais sobre os pilares. A Figura 74 mostra painéis TT prontos para montagem. A figura 75 apresenta a construção de silo horizontal de fundo semi V com painéis TT e a Figura 76 o mesmo silo horizontal com painéis TT pronto.

Figura 73 - Painel TT bi – apoiado - PTTB.

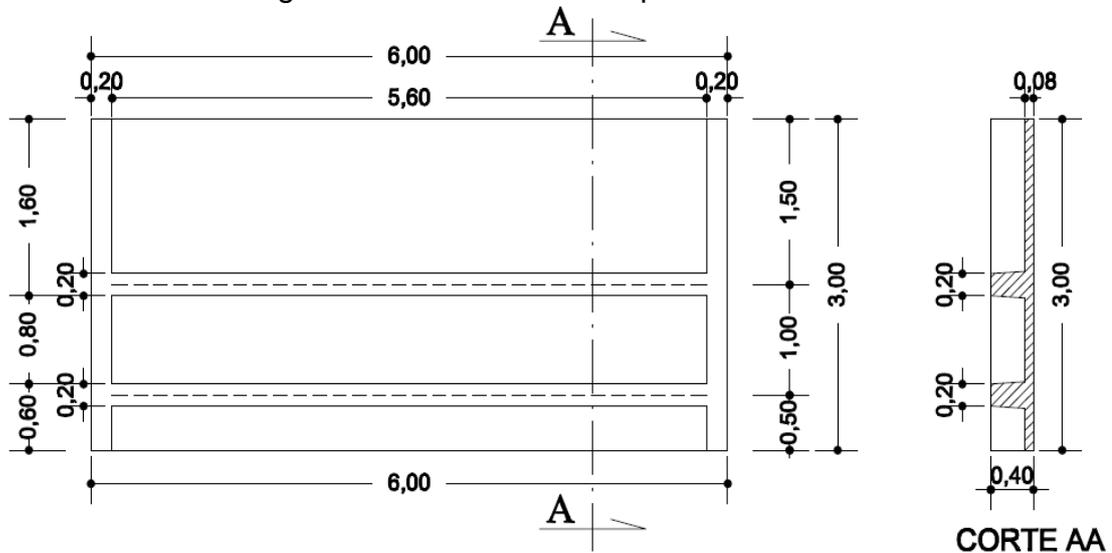


Figura 74- Painel TT bi – apoiado - PTTB, pronto para montagem.



Fonte: Açotec Perondi (2013)

Figura 75 – Construção de silo horizontal fundo semi V com painéis TT



Fonte: Engebase (2013)

Figura 76 – silo horizontal com painéis TT

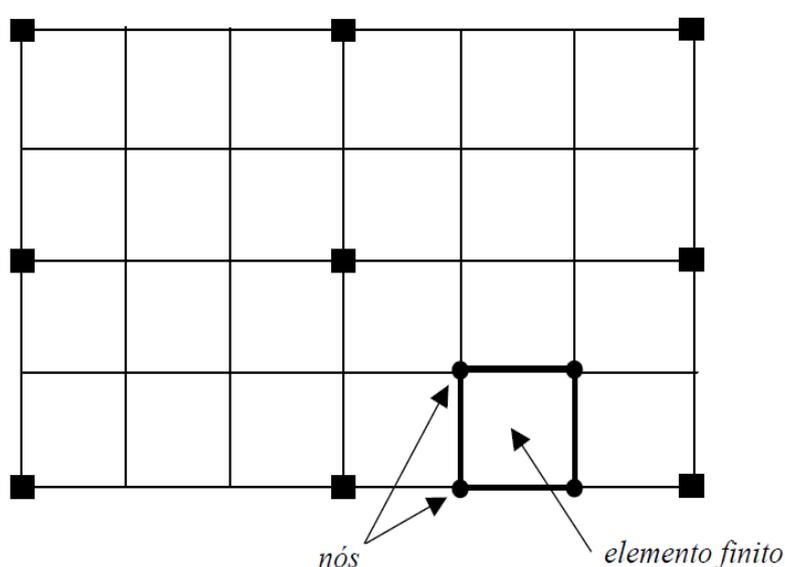


Fonte: Engebase (2013)

Segundo HENNRICHS (2003), o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.) consiste em dividir o domínio de integração do problema contínuo em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas “elementos finitos”. Ao conjunto de regiões dá-se o nome de malha de elementos finitos. No método, a placa é substituída por uma série de elementos de forma quadrilátera ou triangular, podendo variar as dimensões e características elásticas de um elemento para outro. São tomadas como incógnitas os deslocamentos ω e os esforços m , e suas derivadas nos vértices dos elementos. Supõe-se que os deslocamentos ω dentro de cada elemento são dados por uma equação simples, cujos coeficientes numéricos são fixados, uma vez conhecidos os valores da função ω e de suas derivadas nos vértices dos elementos. Dessa forma, sendo distintas as funções ω e m e suas derivadas de um elemento para outro, se garante a compatibilidade de deformações entre elementos contínuos ao se igualar seus valores nos vértices.

HENNRICHS (2003) afirma que as condições de equilíbrio potencial total, função das incógnitas de forças da estrutura (ou o que é equivalente, a condição de mínimo da energia potencial total, função das incógnitas escolhidas) proporcionam um sistema de equações lineares, que uma vez resolvido, fornece deslocamentos e permite o cálculo imediato dos esforços na placa. A Figura 78 ilustra um painel plano modelado em elementos finitos.

Figura 78 – Painel plano discretizado em elementos.



Fonte: Henrichs (2003)

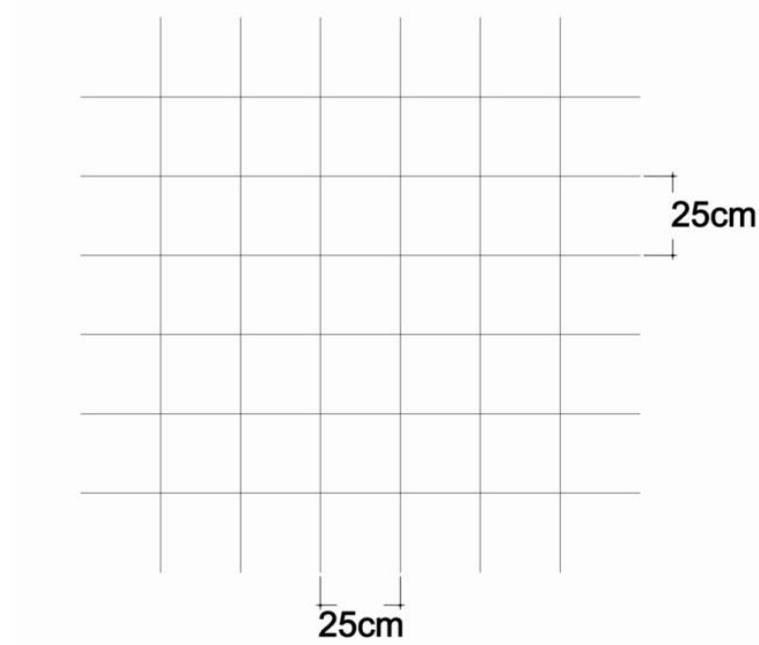
De acordo com ALBUQUERQUE (1999), a definição das malhas de elementos finitos para um modelo de placa deve ser realizada com o objetivo de atender a três condições básicas:

- Que a malha consiga representar bem a geometria do modelo;
- O modelo matemático deve ficar o mais próximo possível do modelo físico;
- A malha deve ser suficientemente refinada, a fim de que os campos de deslocamentos e solicitações atuantes no modelo possam ser interpolados de maneira precisa, a partir das incógnitas nodais e de suas derivadas.

Para aplicação do método é necessário primeiramente, escolher uma malha de elementos finitos. De acordo com HENNRICHS (2003), a malha, para estudos de placas ou lajes planas, pode ser situada, por exemplo, no plano XY, portanto não apresenta dimensão de profundidade.

A modelagem dos painéis apresentados foi feita utilizando uma malha de 25 cm por 25 cm, conforme mostrado na figura 79.

Figura 79. Discretização utilizada na análise pelo Método dos Elementos Finitos



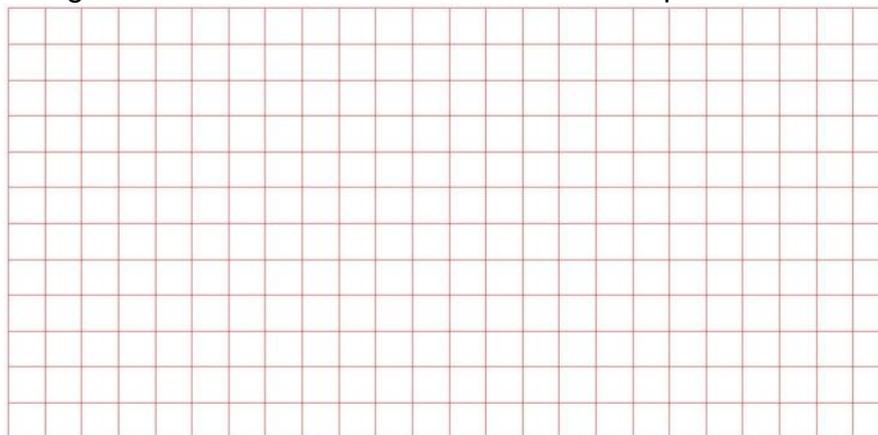
Fonte: O próprio autor

4.4.2 Discretização dos painéis

4.4.2.1 Discretização do painel liso

O painel liso foi discretizado em malha de elementos finitos de 25 cm por 25 cm. (Figura 80).

Figura 80 – Malha de elementos finitos dos painéis lisos.

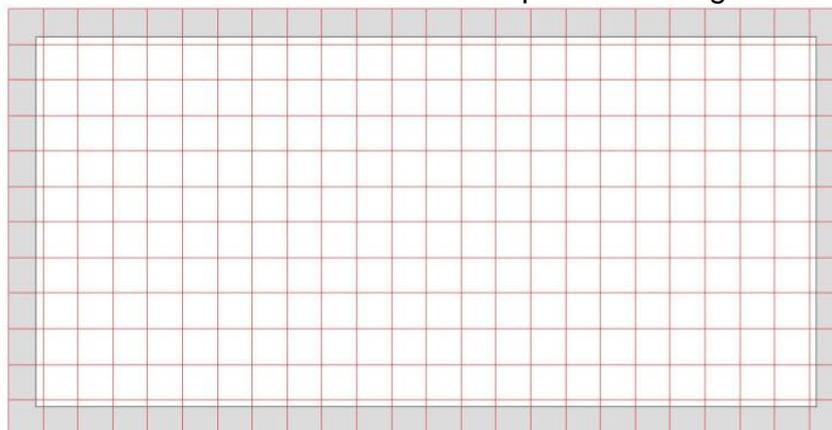


Fonte: O próprio autor

4.4.2.2 Discretização do painel com vigas nas bordas.

O painel com vigas nas bordas foi considerado discretizado em malha de elementos finitos de 25 cm por 25 cm (Figura 81).

Figura 81 – Malha de elementos finitos do painel com vigas nas bordas

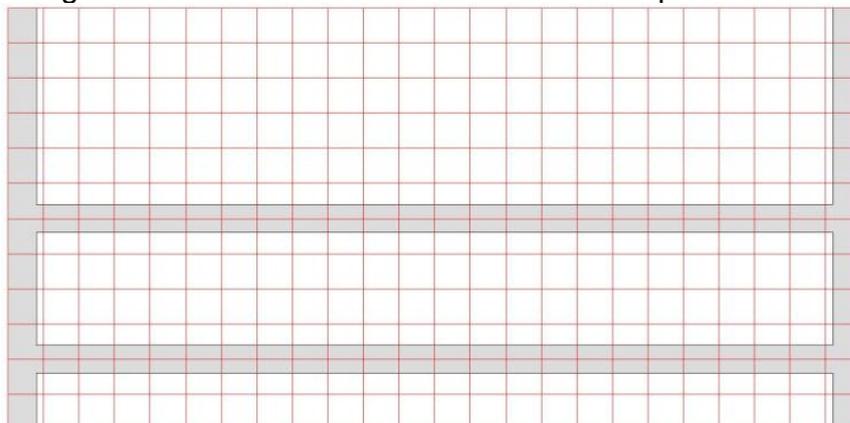


Fonte: O próprio autor

4.4.2.3 Discretização do painel TT

O painel TT foi discretizado em malha de elementos finitos de 25 cm por 25 cm (Figura 82).

Figura 82 – Malha de elementos finitos dos painéis TT.

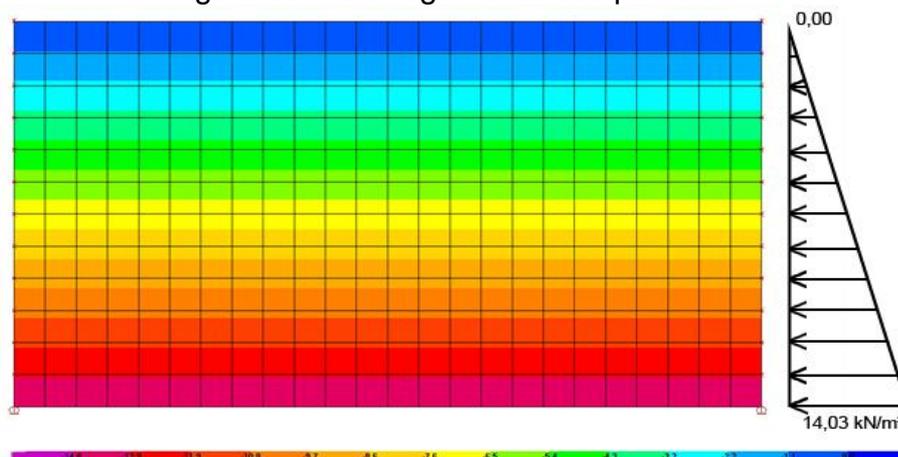


Fonte: O próprio autor

4.4.3 Carregamentos e vinculações

Para o trabalho, os modelos em elementos finitos foram definidos e processados no programa SAP2000. Os painéis foram modelados utilizando-se elementos de cascas (*shell*), os quais foram carregados com carga distribuída linear, com formato triangular (Figura 83), variando de 0,00 kN/m² (borda superior) até 14,03 kN/m² (borda inferior) .

Figura 83 – Carregamento dos painéis.



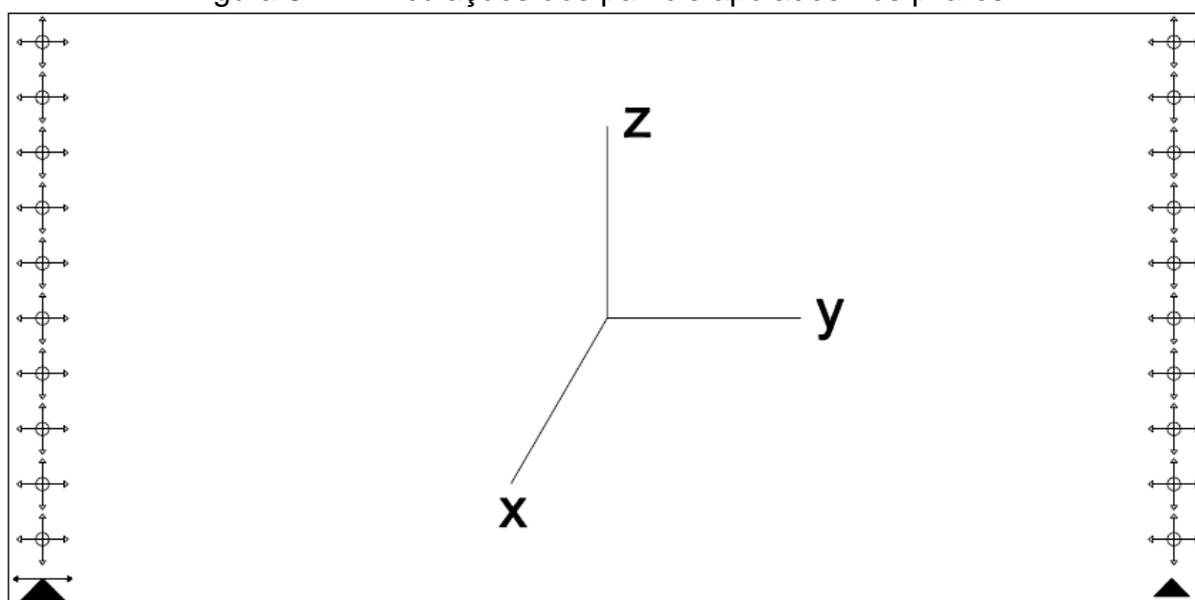
Fonte: O próprio autor.

Os painéis foram projetados para transferir o peso próprio e a ação do carregamento de cereais para a estrutura principal. Para que isso ocorra, a escolha dos movimentos liberados e o posicionamento das ligações entre o painel pré-moldado e a estrutura principal são de fundamental importância no comportamento, tanto dos painéis, como da estrutura. De acordo com CASTILHO (1998), procuram-se projetar as ligações tendo em vista as seguintes recomendações:

- a) O sistema de ligações deve ser de forma a resultar um sistema estaticamente determinado;
- b) As ligações devem acompanhar as variações volumétricas e as deformações da estrutura principal.

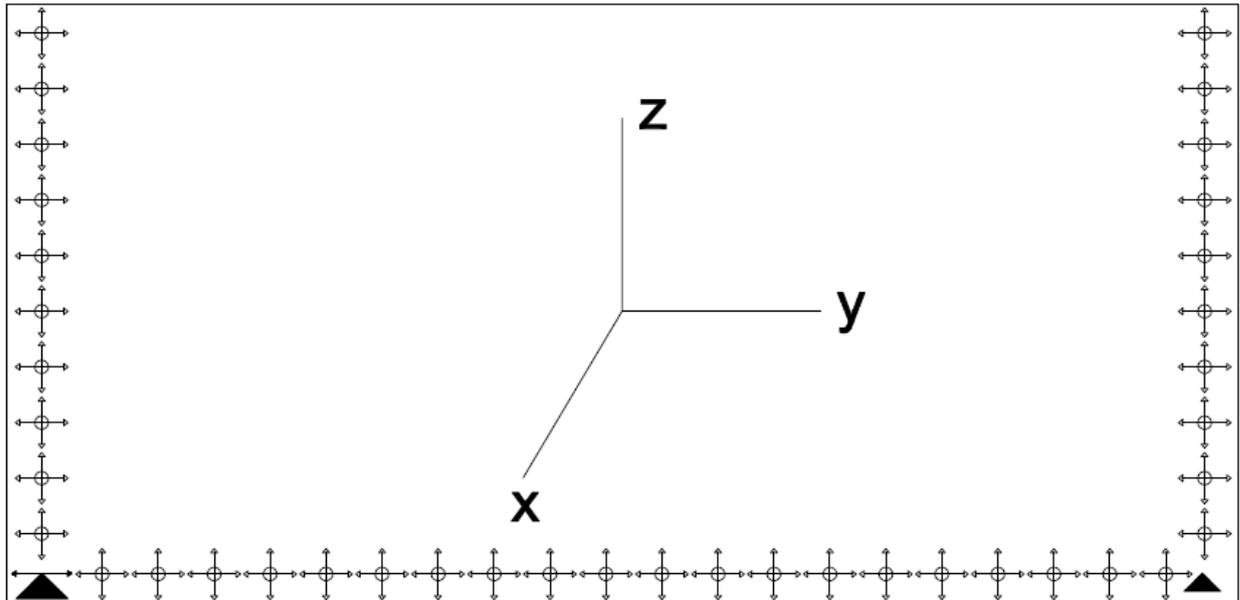
Na figura 84 estão mostradas as vinculações típicas dos painéis PLB, PVBB e PTTB, com os movimentos liberados na estrutura principal e na figura 85 estão mostradas as vinculações típicas dos painéis PLE, PVBE e PTTE, que possuem restrição total de deslocamento horizontal na borda inferior dos painéis. Os símbolos das vinculações dos painéis e ligações estão demonstrados na figura 86.

Figura 84 – Vinculações dos painéis apoiados nos pilares



Fonte: O próprio autor.

Figura 85- Vinculações dos painéis apoiados nos pilares e restrição horizontal na borda inferior.



Fonte: O próprio autor.

Figura 86 – Símbolos vinculação típica dos painéis.

Símbolo	Deformações impedidas			Ligação
	x	y	z	
	•	•	•	Apoio vertical fixo esforços em X,Y e Z
	•		•	Apoio vertical móvel esforços em X e Z
	•			Apoio perpendicular esforços em X

Fonte: O próprio autor.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

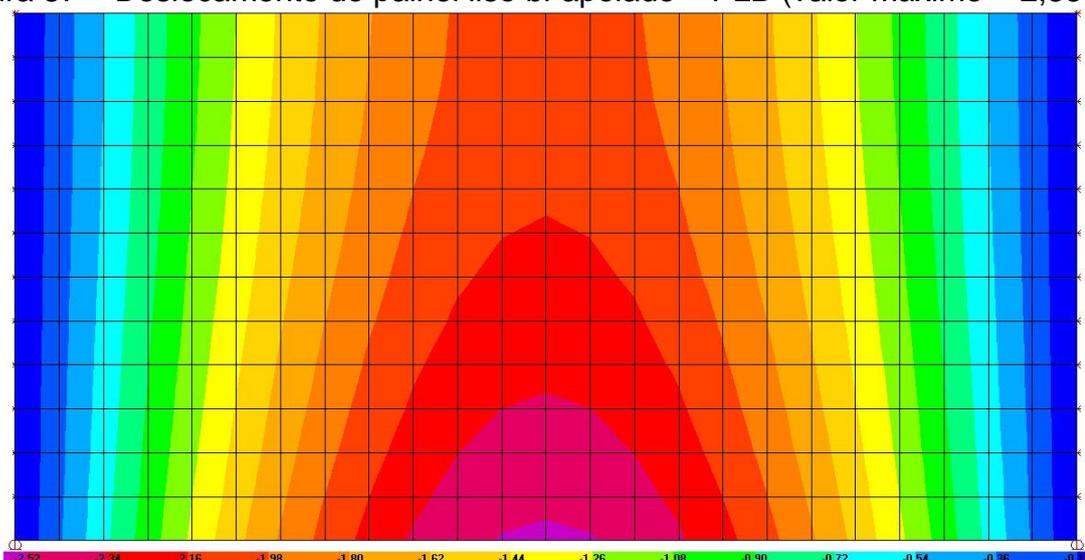
5.1 Resultados da análise obtidos pelo Método dos Elementos Finitos

5.1.1 Deslocamentos

5.1.1.1 Deslocamentos do painel liso bi-apoiado – PLB.

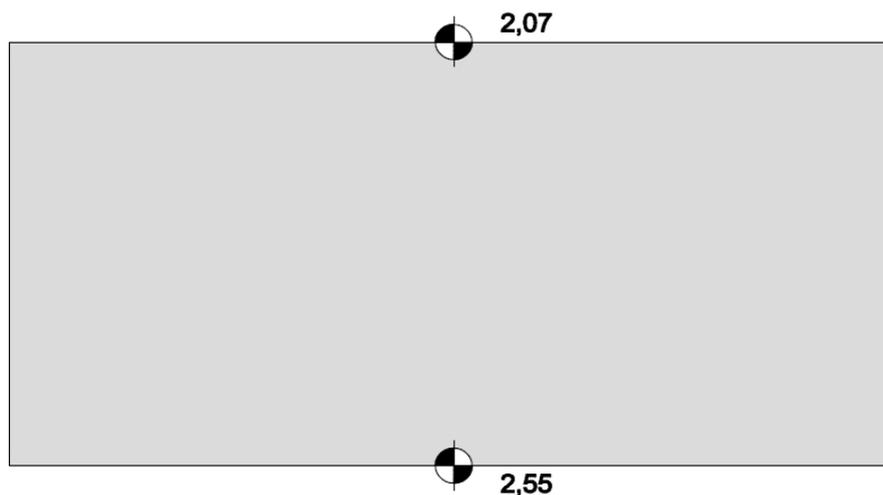
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 87 e 88 para o painel liso bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (cm)

Figura 87 – Deslocamento do painel liso bi-apoiado – PLB (valor máximo = 2,55 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 88 – Deslocamentos nas bordas superior e inferior do PLB.

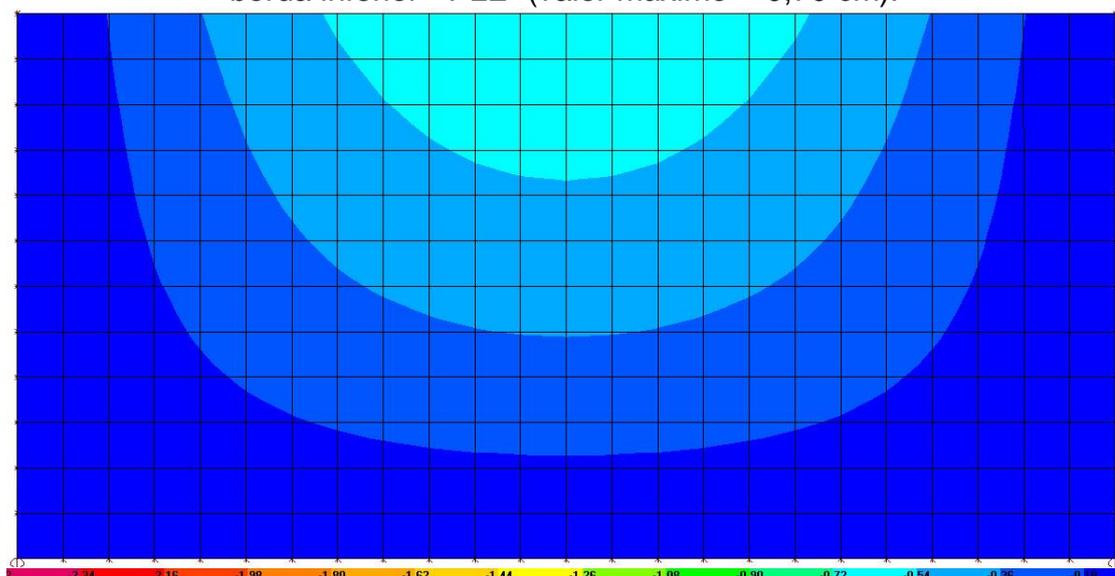


Fonte: O próprio auto

5.1.1.2 Deslocamentos do painel liso bi - apoiado com restrição horizontal na borda inferior – PLE.

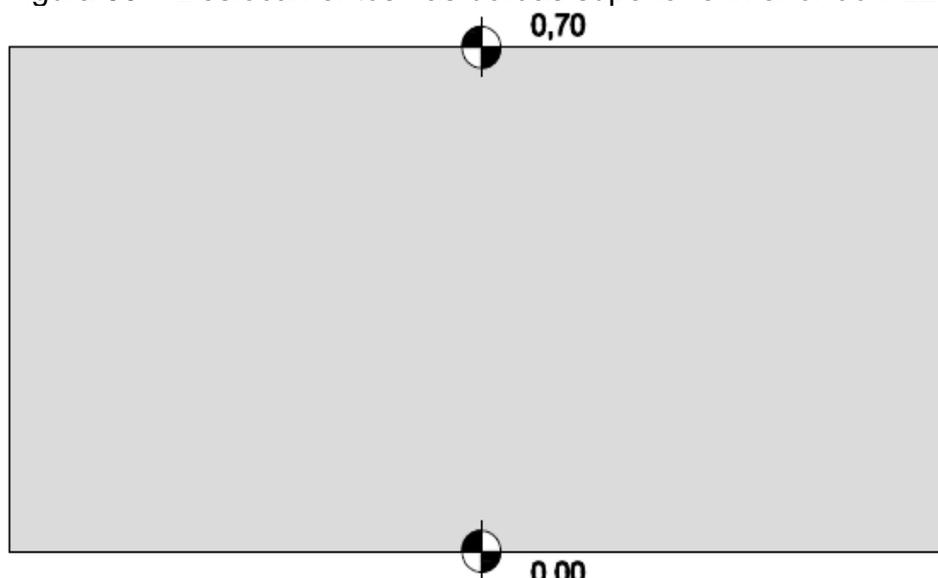
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 89 a 90 para o painel liso bi-apoiado e engastado no piso. Os valores estão indicados nas figuras (cm).

Figura 89 – Deslocamento do painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PLE (valor máximo = 0,70 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 90 – Deslocamentos nas bordas superior e inferior do PLE.

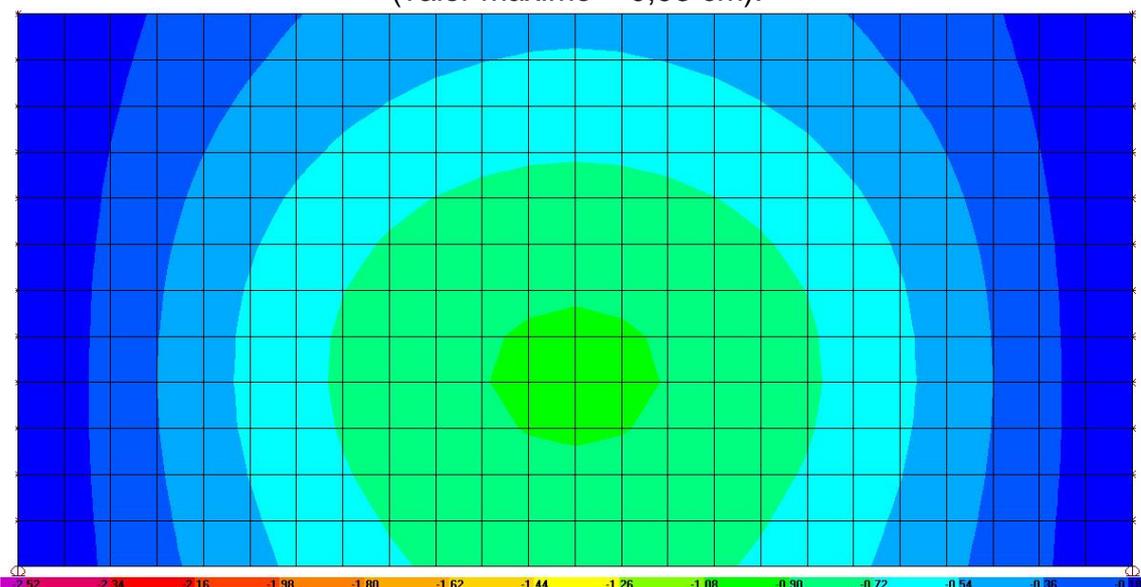


Fonte: O próprio autor

5.1.1.3 Deslocamentos do painel com vigas nas bordas, bi-apoiado – PVBB.

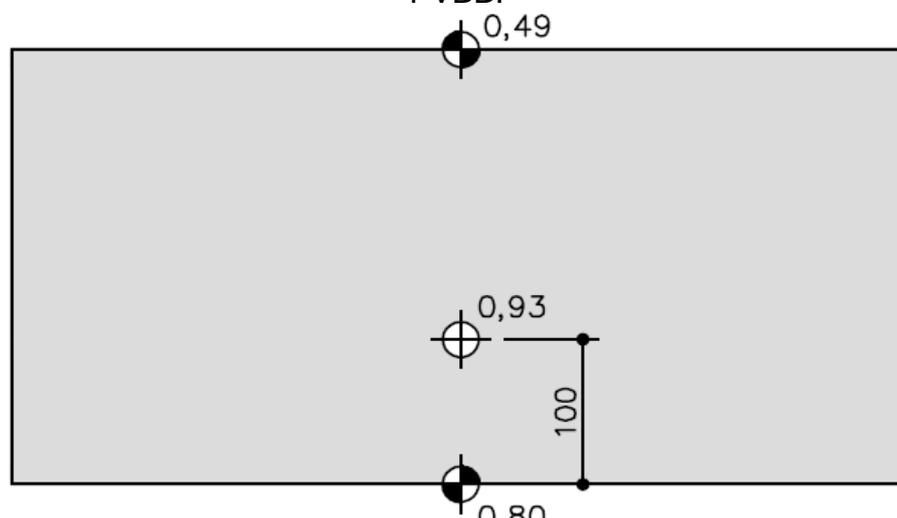
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 91 e 92 para o painel com vigas nas bordas, bi-apoiado. O deslocamento máximo se localiza 1,00 m acima da borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (cm).

Figura 91 – Deslocamento do painel com vigas nas bordas, bi-apoiado – PVBB (valor máximo = 0,93 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 92 – Deslocamentos nas bordas superior, inferior e deslocamento máximo do PVBB.

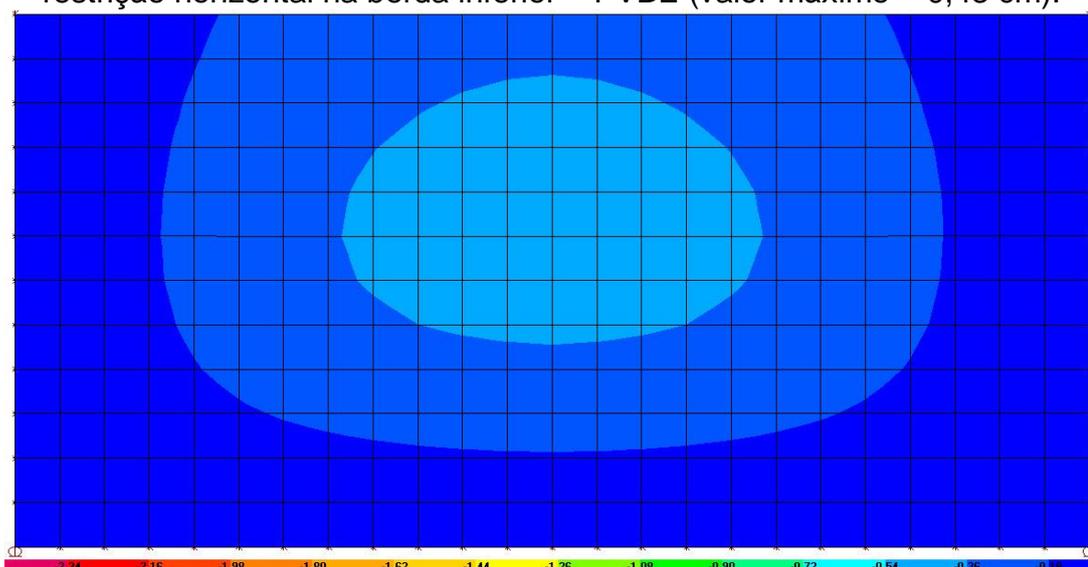


Fonte: O próprio autor

5.1.1.4 Deslocamentos do painel com vigas nas bordas, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PVBE.

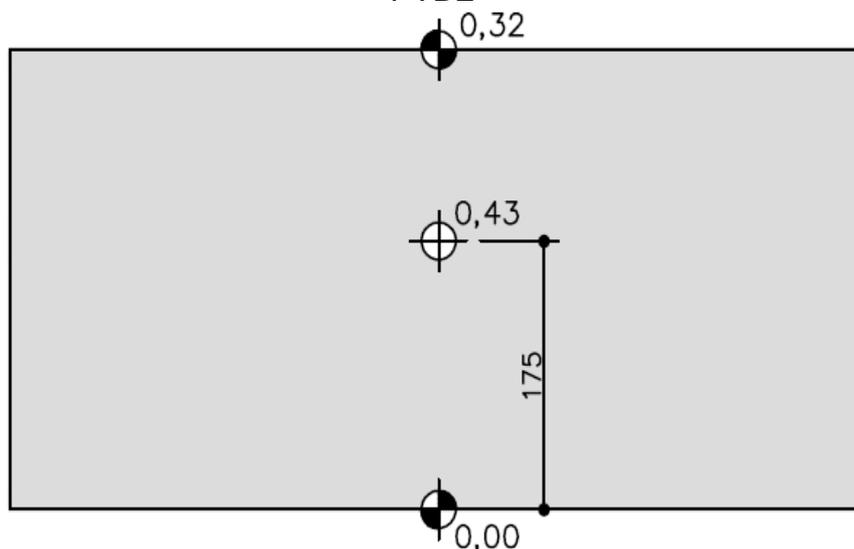
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 93 e 94 para o painel com vigas nas bordas, bi-apoiado. O deslocamento máximo se localiza 1,75 m acima da borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (cm).

Figura 93 – Deslocamento do painel com vigas nas bordas, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior – PVBE (valor máximo = 0,43 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 94 – Deslocamentos nas bordas superior, inferior e deslocamento máximo do PVBE

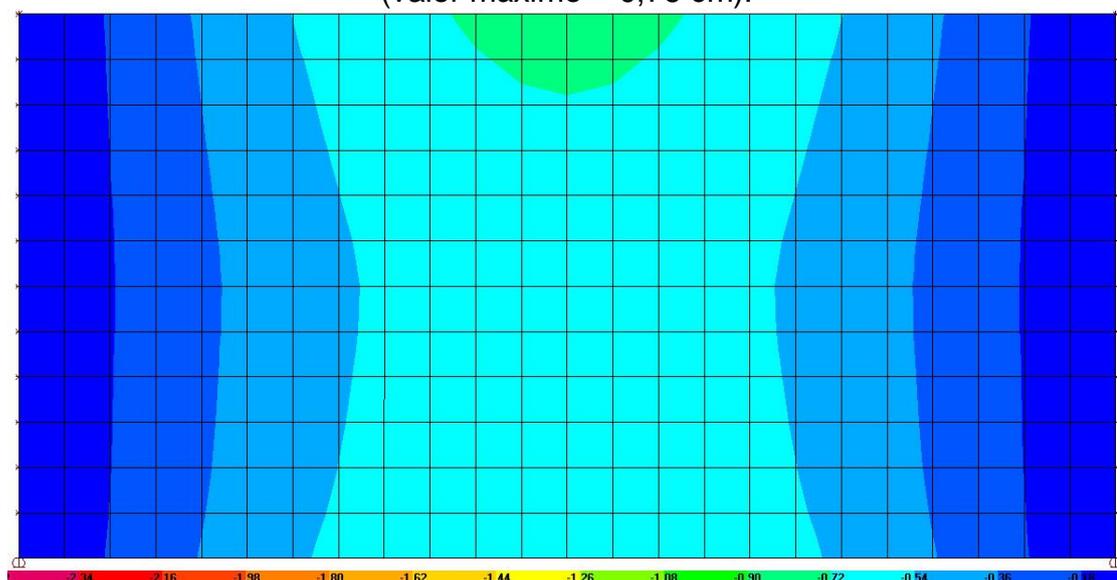


Fonte: O próprio autor

5.1.1.5 Deslocamentos do painel TT, bi-apoiado - PTTB.

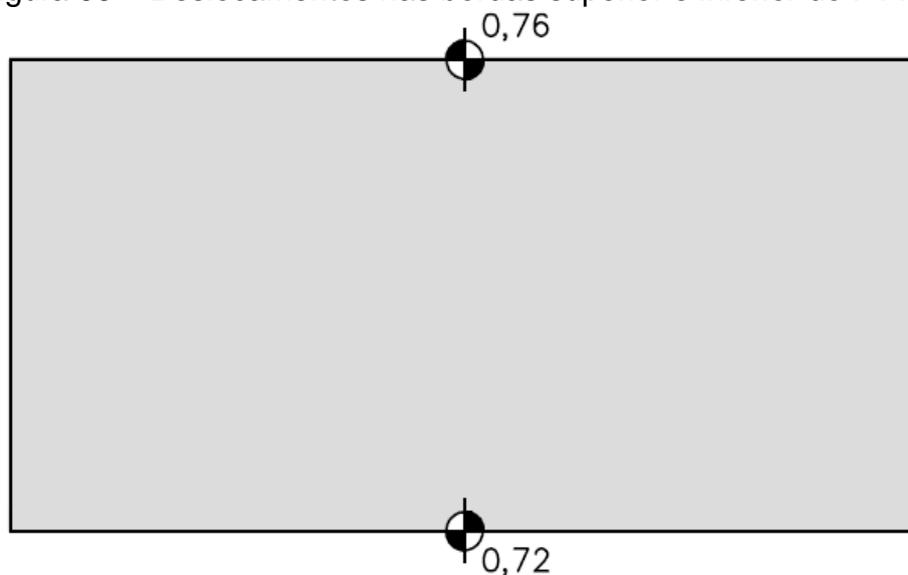
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 95 e 96 para o painel TT, bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (cm).

Figura 95 – Deslocamento do painel TT, bi-apoiado - PTTB
(valor máximo = 0,76 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 96 – Deslocamentos nas bordas superior e inferior do PTTB.

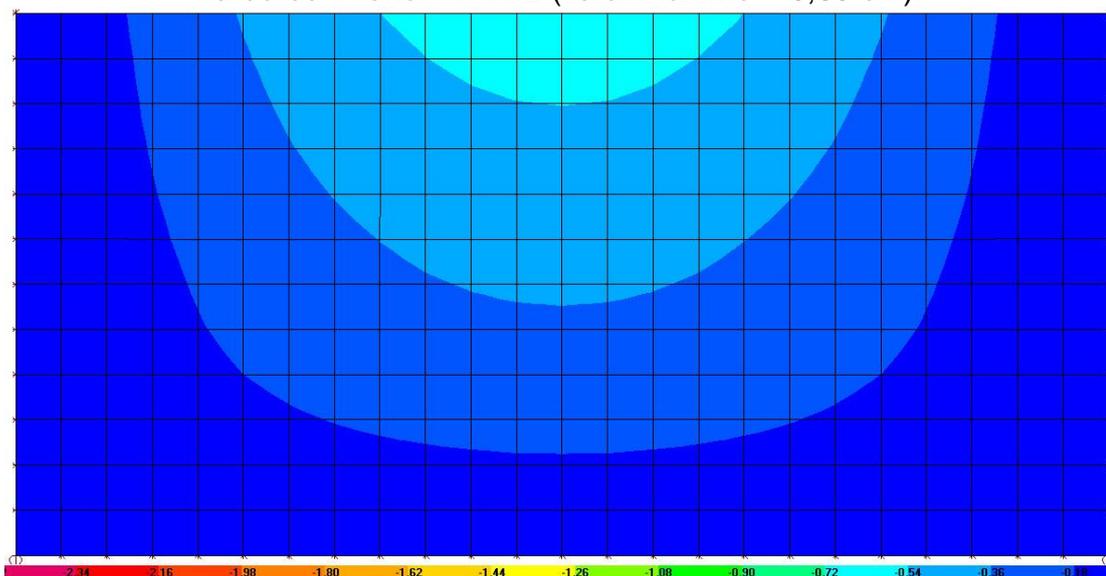


Fonte: O próprio autor

5.1.1.6 Deslocamentos do painel TT, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE.

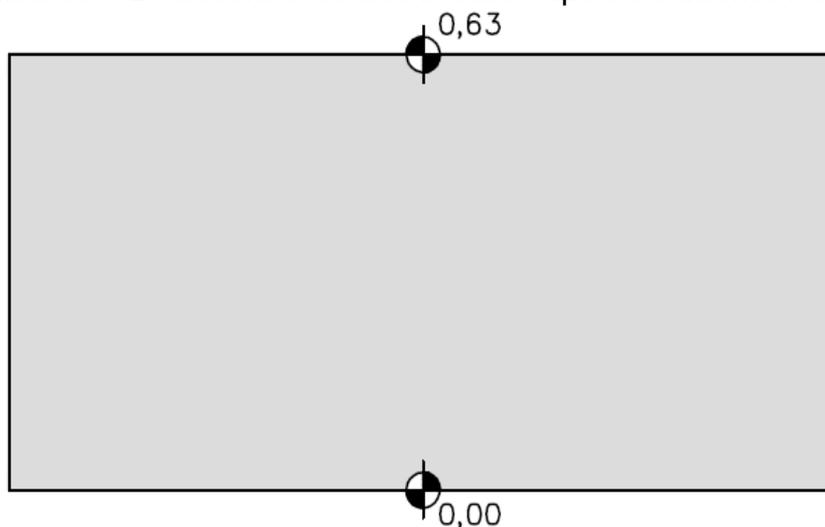
Os resultados dos deslocamentos horizontais são mostrados nas Figuras 97 e 98 para o painel TT, bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (cm).

Figura 97 – Deslocamento do painel TT bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE (valor máximo = 0,63 cm).



Fonte: O próprio autor

Figura 98 – Deslocamentos nas bordas superior e inferior PTTE.



Fonte: O próprio autor

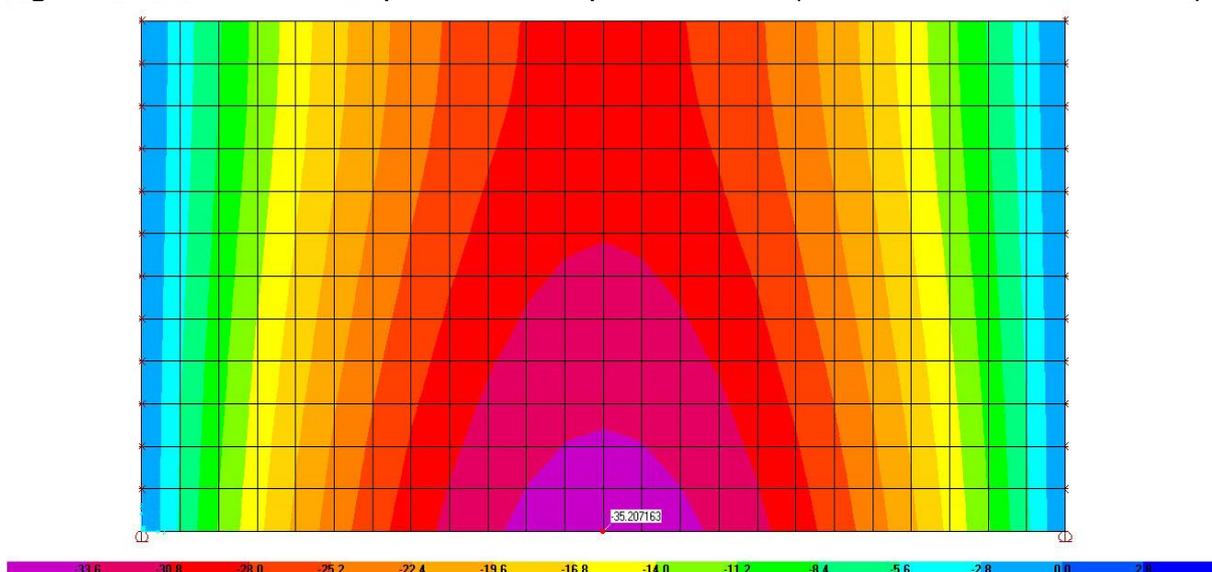
5.1.2 Momentos fletores M_x

Os momentos fletores que atuam no painel e que são utilizados para o dimensionamento da armadura na direção horizontal, convencionalmente serão denominados Momentos fletores M_x .

5.1.2.1 Momentos fletores M_x do painel liso bi-apoiado - PLB.

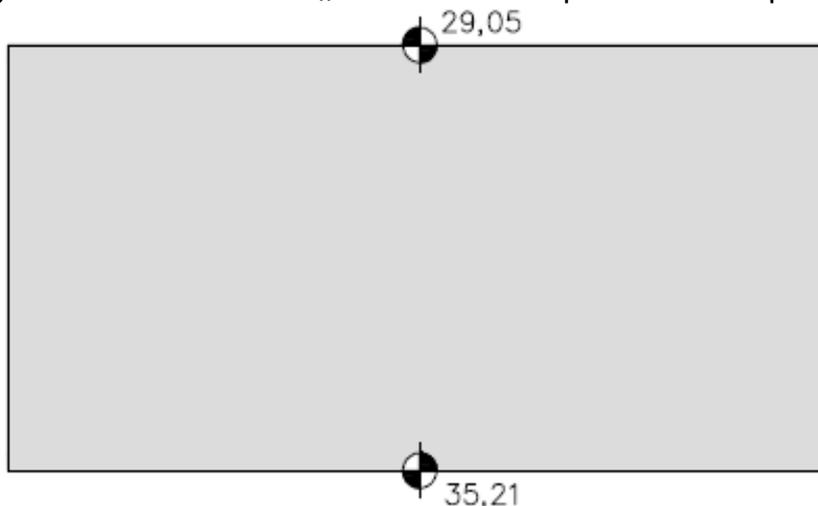
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 99 e 100 para o painel liso bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 99 – Momento M_x - painel liso bi-apoiado – PLB (valor máximo = 35,21 kN.m).



Fonte: O próprio autor

Figura 100 – Momento M_x nas bordas do- painel liso bi-apoiado.

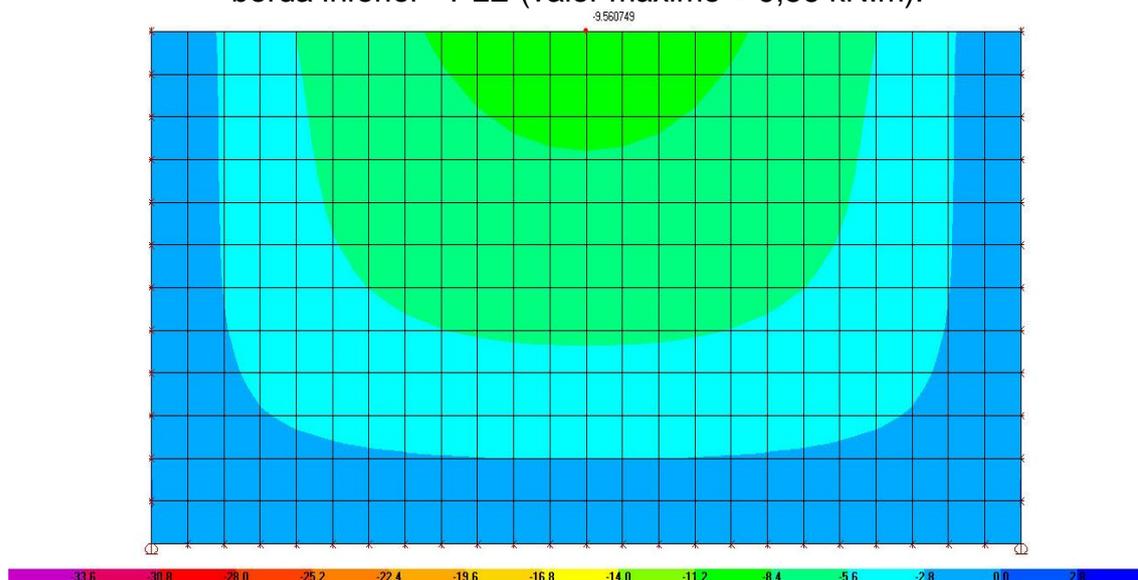


Fonte: O próprio autor

5.1.2.2 Momentos fletores M_x do painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PLE.

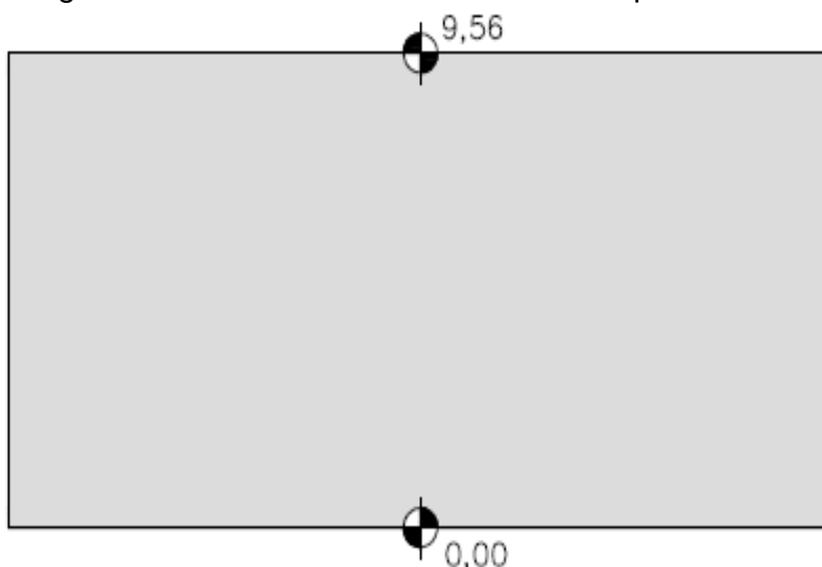
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 101 e 102 para o painel liso bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 101 – Momento M_x - painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PLE (valor máximo = 9,56 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 102 – Momento M_x nas bordas do- painel PLE.

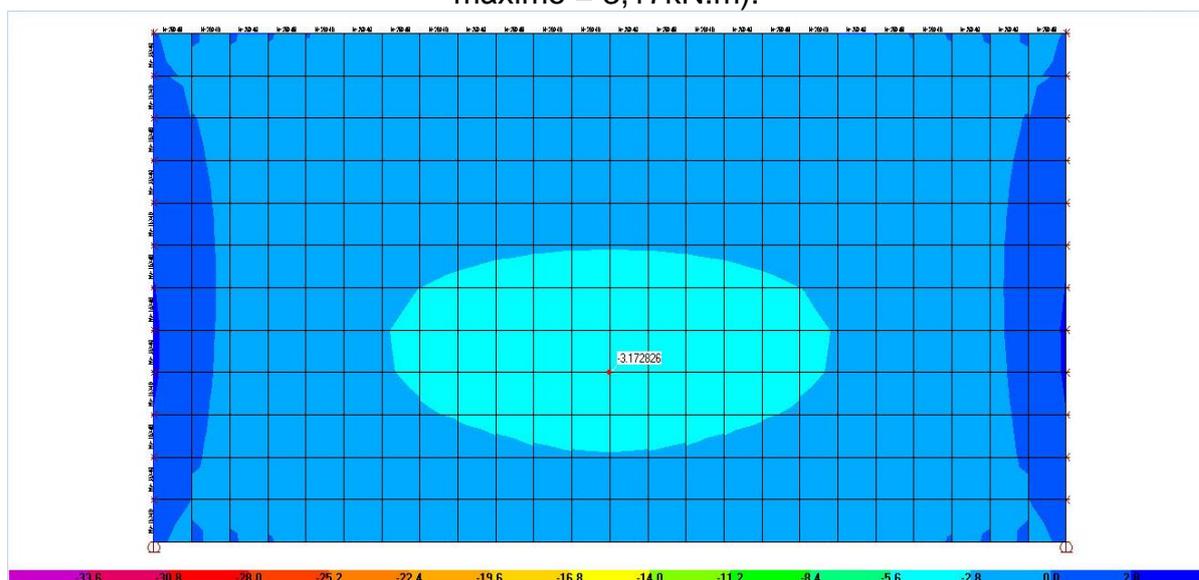


Fonte: O próprio autor.

5.1.2.3 Momentos fletores M_x do painel com vigas nas bordas bi-apoiado - PVBB.

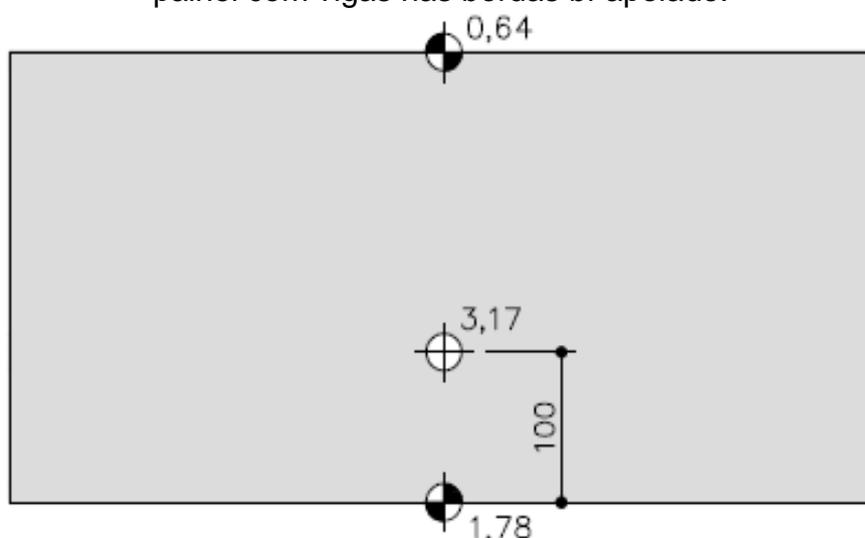
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 103 e 104 para o painel liso bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 103 – Momento M_x - painel com vigas nas bordas bi-apoiado - PVBB (valor máximo = 3,17kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 104 – Momentos M nas bordas superior, inferior e momento M_x máximo do painel com vigas nas bordas bi-apoiado.

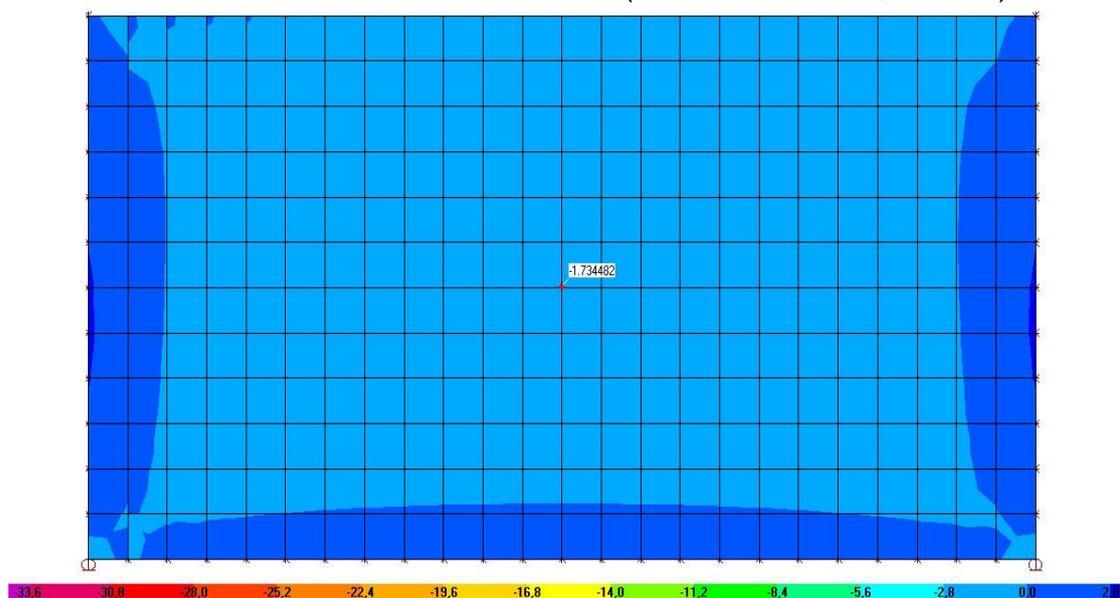


Fonte: O próprio autor.

5.1.2.4 Momentos fletores M_x do painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PVBE.

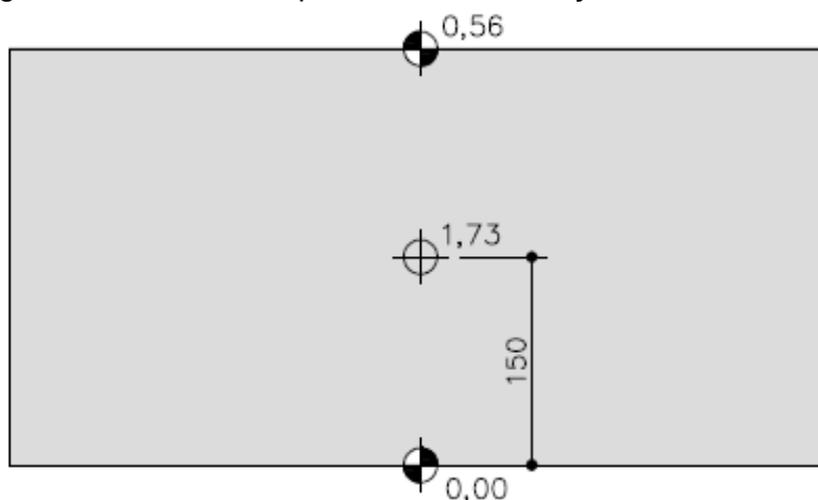
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 105 e 106 para o painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 105– Momento M_x - painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PVBE (valor máximo = 1,73kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 106 – Momentos M_x nas bordas superior, inferior e momento M_x máximo do painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior.



Fonte: O próprio autor.

5.1.2.5 Momentos fletores M_x do painel TT bi-apoiado - PTTB.

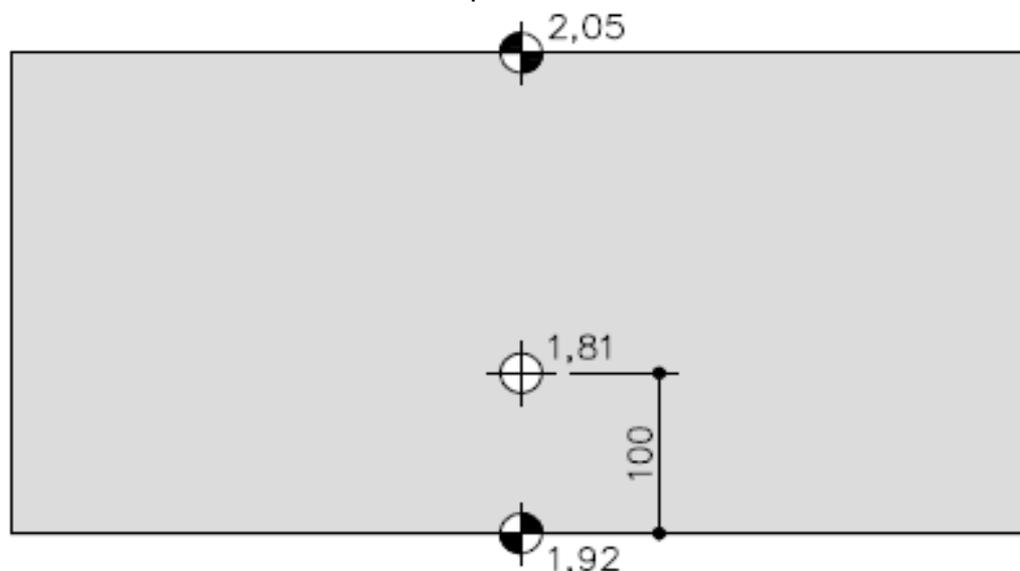
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 107 e 108 para o painel TT bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 107 – Momento M_x - painel TT bi-apoiado - PTTB (valor máximo = 2,05 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 108 – Momento M_x nas bordas superior, inferior e máximo do- painel TT bi-apoiado.

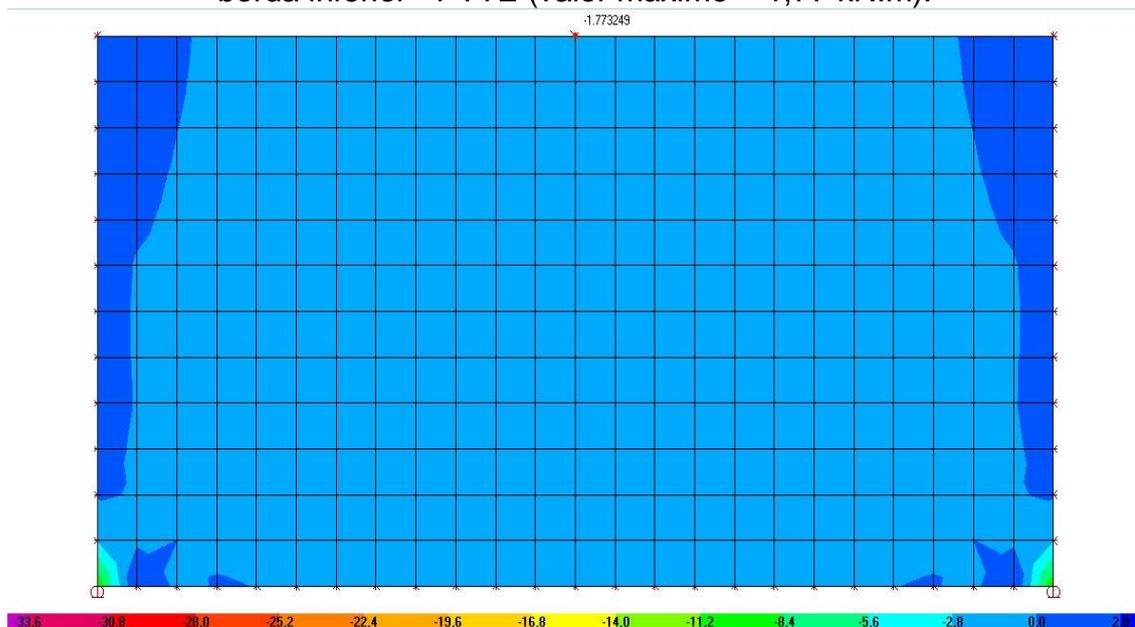


Fonte: O próprio autor.

5.1.2.6 Momentos fletores M_x do painel TT bi-apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE.

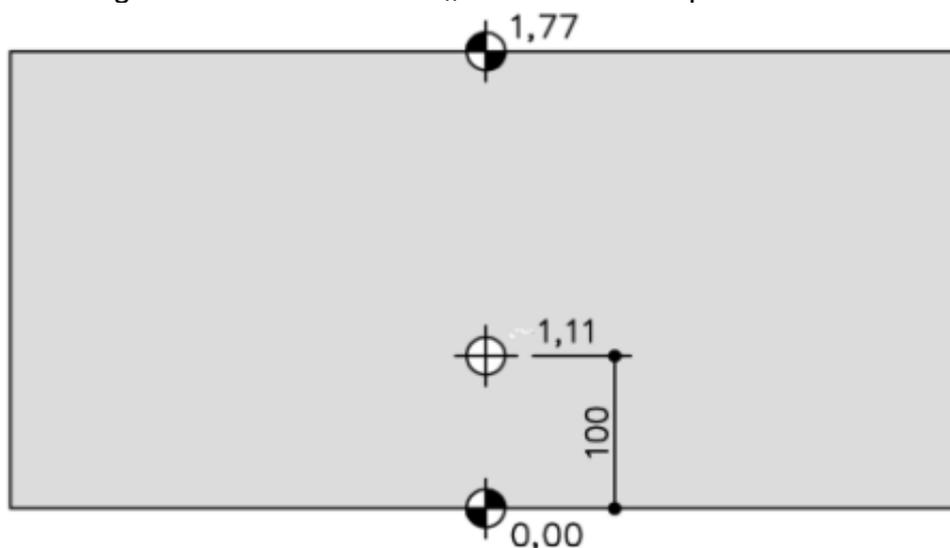
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 109 e 110 para o painel TT bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 109 – Momento M_x - painel TT bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE (valor máximo = 1,77 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 110 – Momento M_x nas bordas do- painel PTTE.



Fonte: O próprio autor.

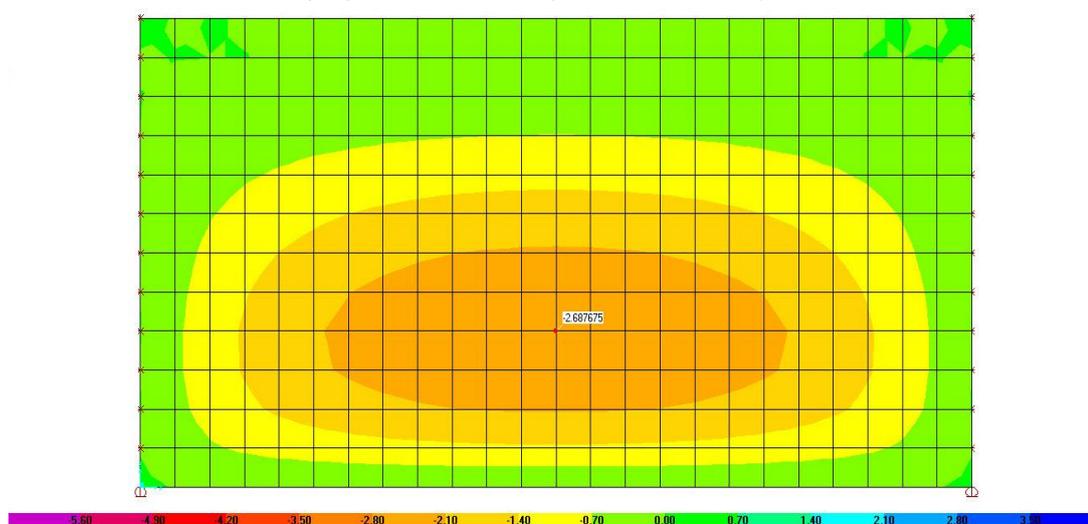
5.1.3 Momentos fletores M_y

Os momentos fletores que atuam no painel e que são utilizados para o dimensionamento da armadura na direção vertical, convencionalmente serão denominados Momentos fletores M_y .

5.1.3.1 Momentos fletores M_y do painel liso bi-apoiado - PLB.

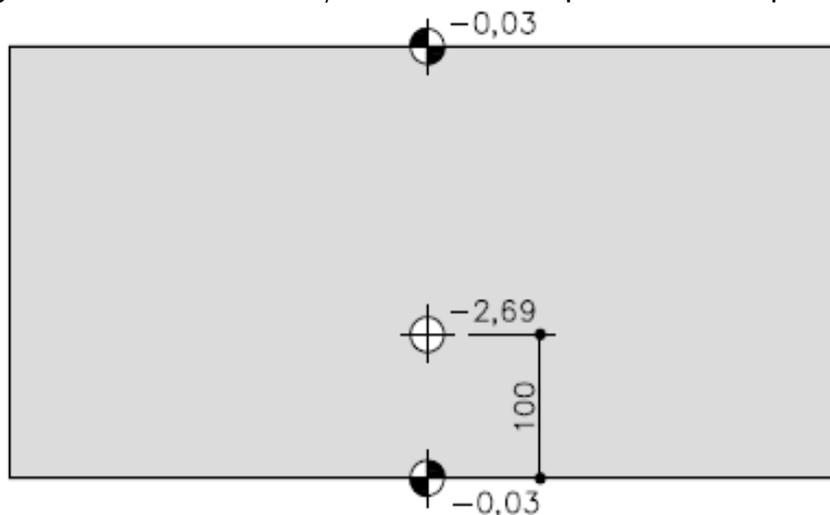
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 111 e 102 para o painel liso bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 111 – Momento M_y - painel liso bi-apoiado – PLB (valor máximo = 2,69 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 112 – Momento M_y nas bordas do painel liso bi-apoiado.

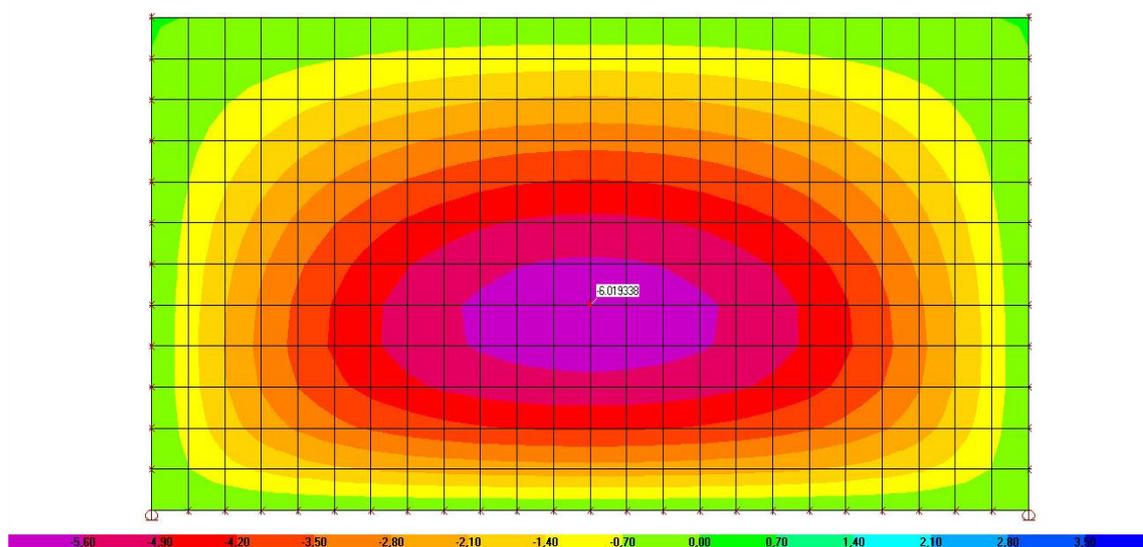


Fonte: O próprio autor.

5.1.3.2 Momentos fletores M_y do painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PLE.

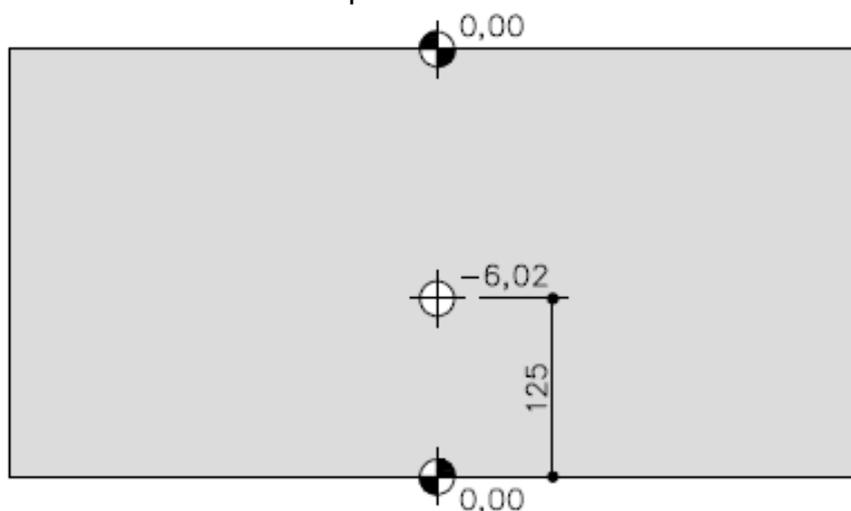
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 113 e 114 para o painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 113 – Momento M_y – painel liso bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PLE (valor máximo = 6,02 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 114 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e momento M_y máximo do painel PLE.

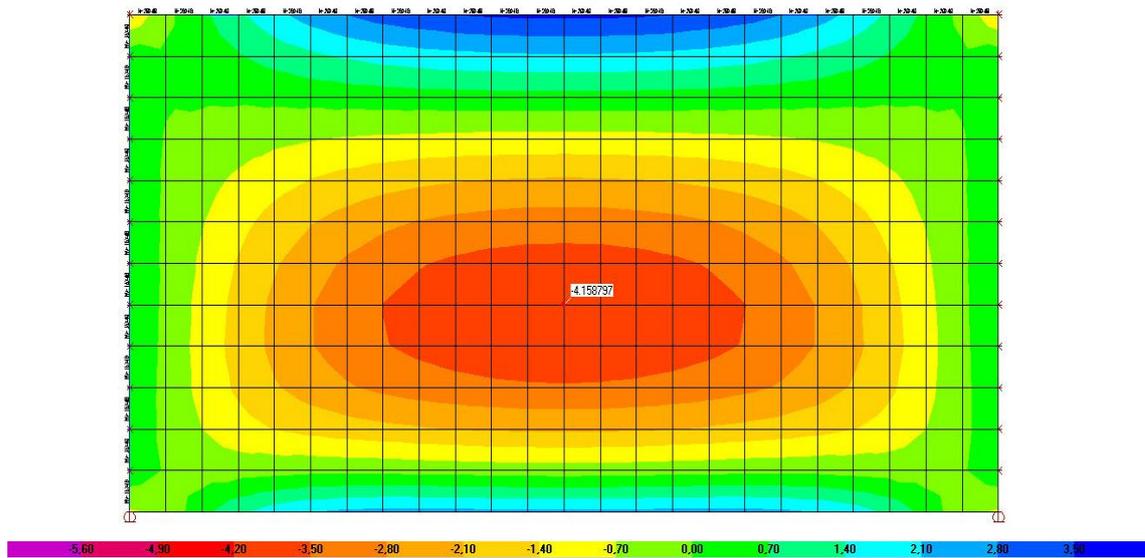


Fonte: O próprio autor.

5.1.3.3 Momentos fletores M_y do painel com vigas nas bordas bi-apoiado - PVBB.

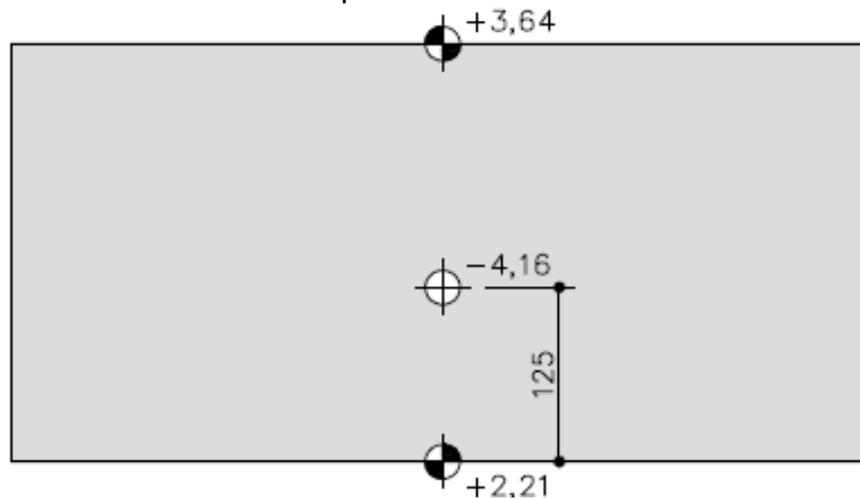
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 115 e 116 para o painel com vigas nas bordas bi-apoiado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 115 – Momento M_y - painel com vigas nas bordas bi-apoiado – PVBB (valor máximo = 4,16 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 116 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e momento M_y máximo do painel PVBB.

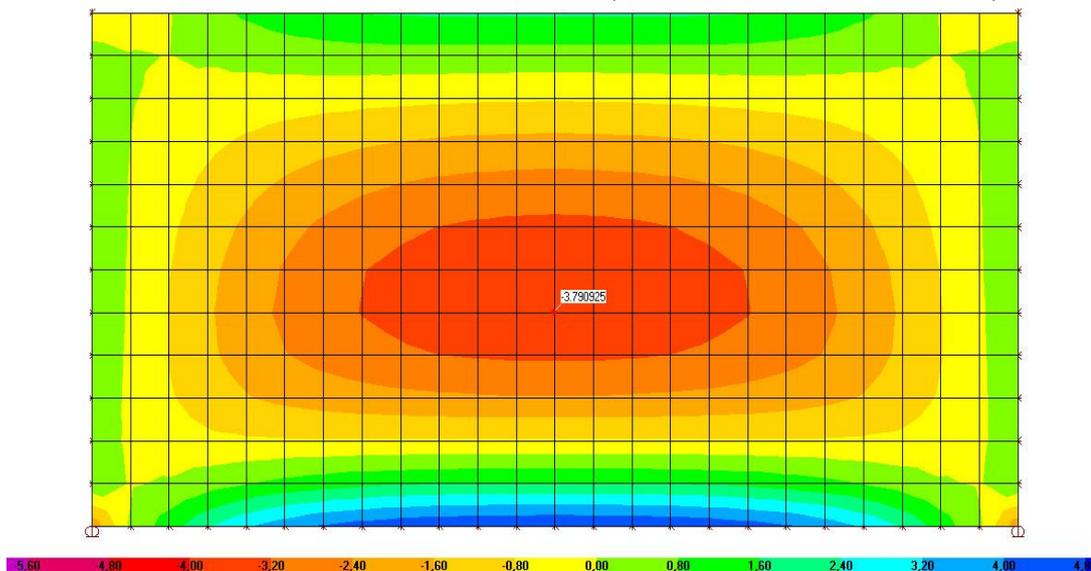


Fonte: O próprio autor.

5.1.3.4 Momentos fletores M_y do painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PVBE.

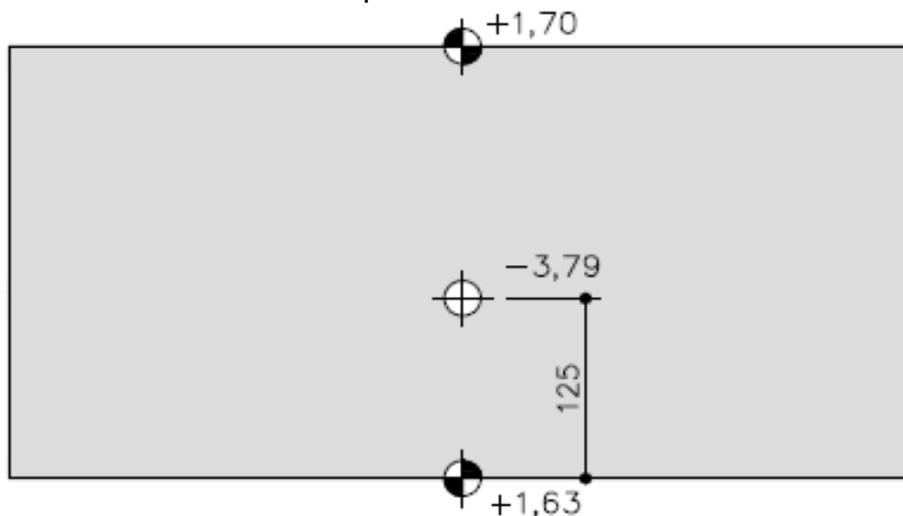
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 117 e 118 para o painel com vigas nas bordas bi-apoiado e engastado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 117 – Momento M_y - painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior – PVBE (valor máximo = 3,79 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 118 – Momentos M_y nas bordas superior, inferior e momento M_y máximo do painel PVBE.

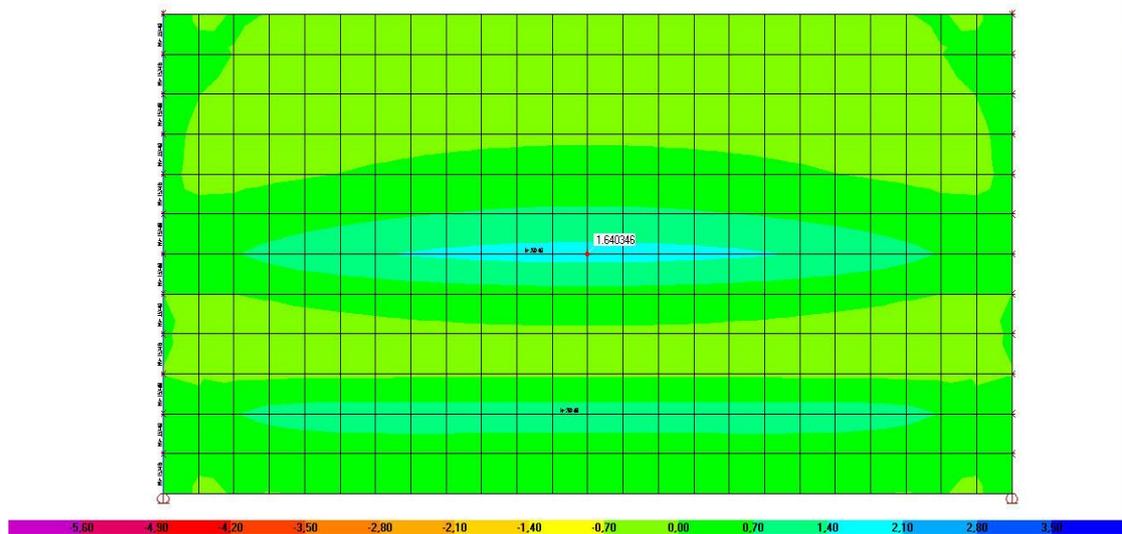


Fonte: O próprio autor.

5.1.3.5 Momentos fletores M_y do painel TT bi-apoiado - PTTB.

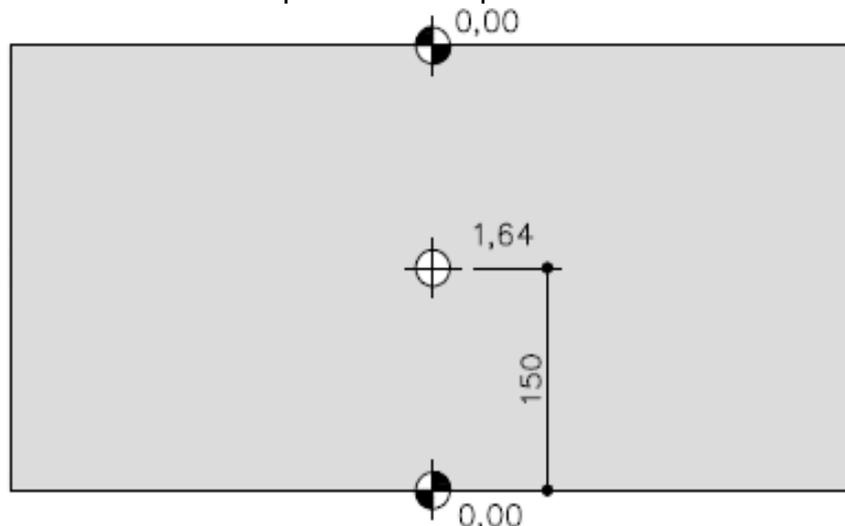
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 119 e 120 para o painel com vigas nas bordas bi-apoiado e engastado. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 119 – Momento M_y - Painel TT bi-apoiado - PTTB (valor máximo = 1,64 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 120– Momento M_y nas bordas superior e inferior e momento M_y máximo do - painel TT bi-apoiado

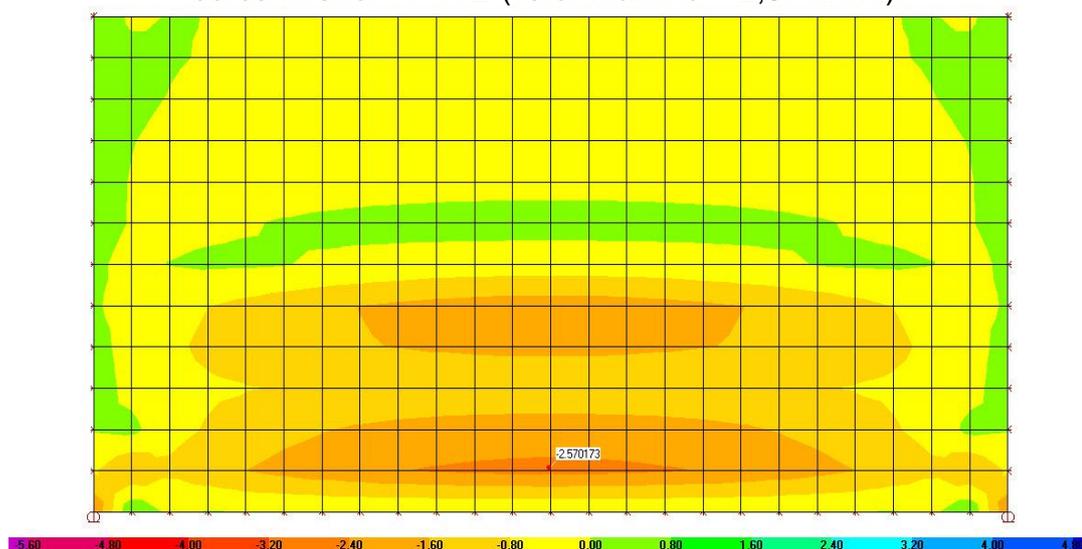


Fonte: O próprio autor.

5.1.3.6 Momentos fletores M_y do painel TT bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE.

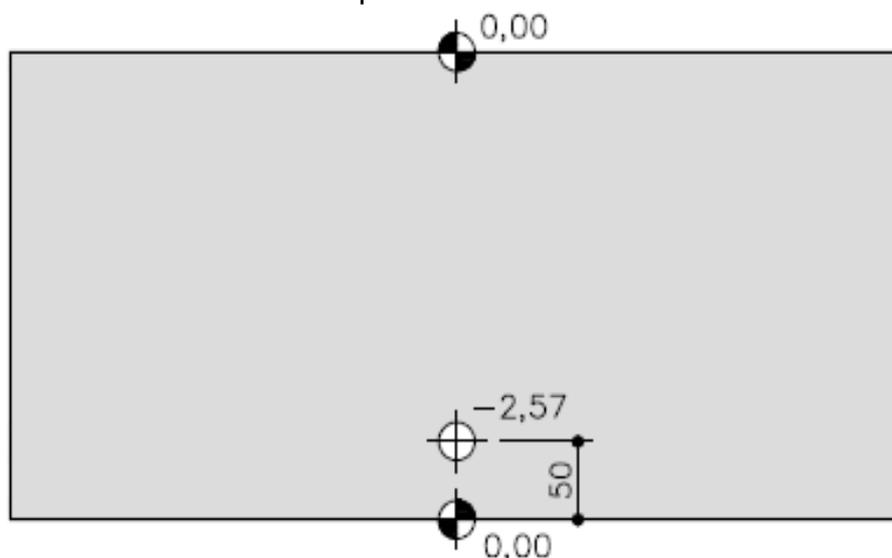
Os resultados dos momentos fletores são mostrados nas Figuras 121 e 122 para o painel com vigas nas bordas bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior. Os valores estão indicados nas figuras (kN.m).

Figura 121– Momento M_y - Painel TT bi - apoiado e com restrição horizontal na borda inferior - PTTE (valor máximo = 2,57 kN.m).



Fonte: O próprio autor.

Figura 122 – Momento M_y nas bordas superior e inferior e momento M_y máximo do - painel PTTE.



Fonte: O próprio autor.

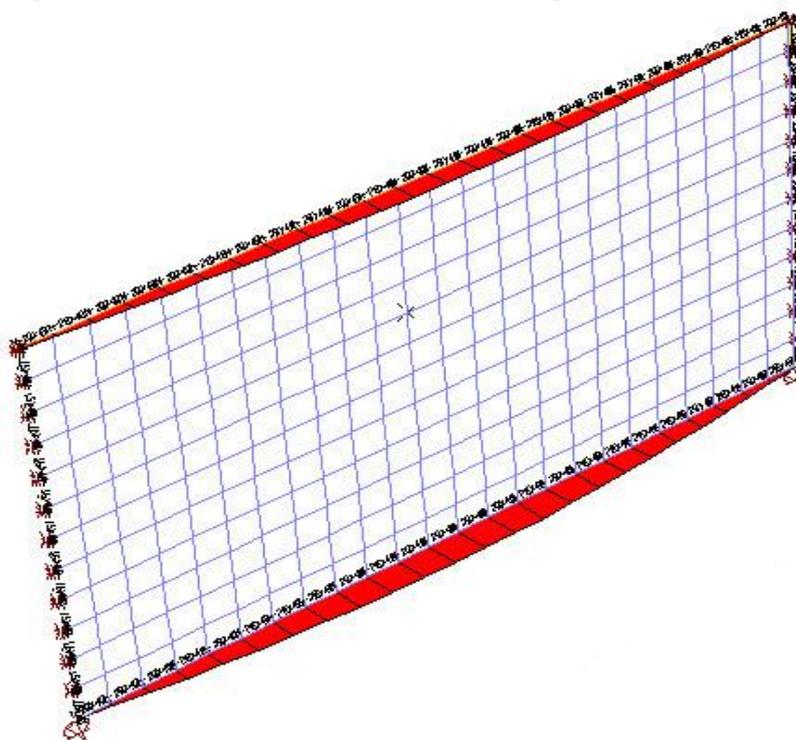
5.1.4 Esforços solicitantes nas vigas dos painéis.

Os painéis com vigas nas bordas (PVBB e PVBE) e os painéis TTs (PTTB e PTTE) possuem vigas estruturais, cujos momentos fletores e forças cortantes são mostrados a seguir.

5.1.4.1 Momentos fletores das vigas horizontais do PVBB

A Figura 123 mostra os momentos fletores nas vigas superior e inferior do PVBB, verificando-se que o valor do momento fletor da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores dos momentos são mostrados nas Figuras 124 e 125.

Figura 123 – Momentos fletores das vigas horizontais do PVBB.



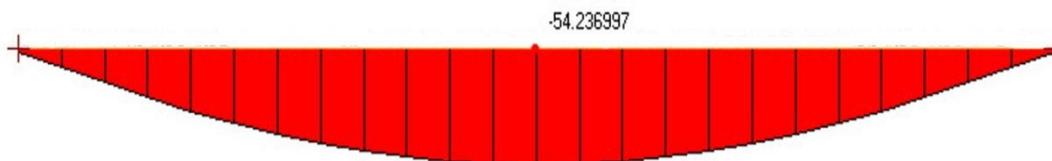
Fonte: O próprio autor.

Figura 124 – Momento fletor da viga horizontal superior do PVBB. (valor máximo = 33,05 kN.m)



Fonte: O próprio autor.

Figura 125 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PVBB. (valor máximo = 54,24 kN.m)

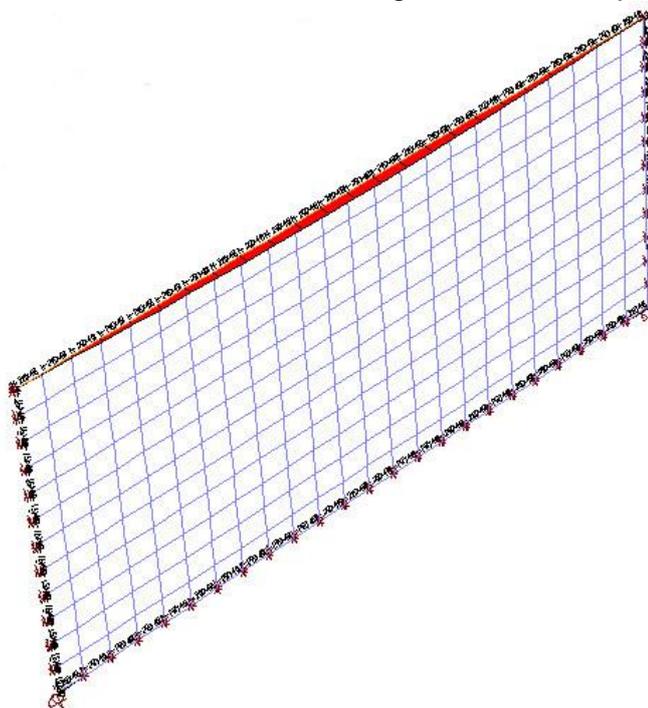


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.2 Momentos fletores das vigas horizontais do PVBE

A Figura 126 mostra os momentos fletores na viga superior do PVBE, verificando-se que o valor do momento fletor da viga inferior é nulo. O valor do momento da viga horizontal superior é mostrado na Figura 127.

Figura 126 – Momento fletor da viga horizontal superior do PVBE



Fonte: O próprio autor.

Figura 127 – Momento fletor da viga horizontal superior do PVBE. (valor máximo = 21,90 kN.m)

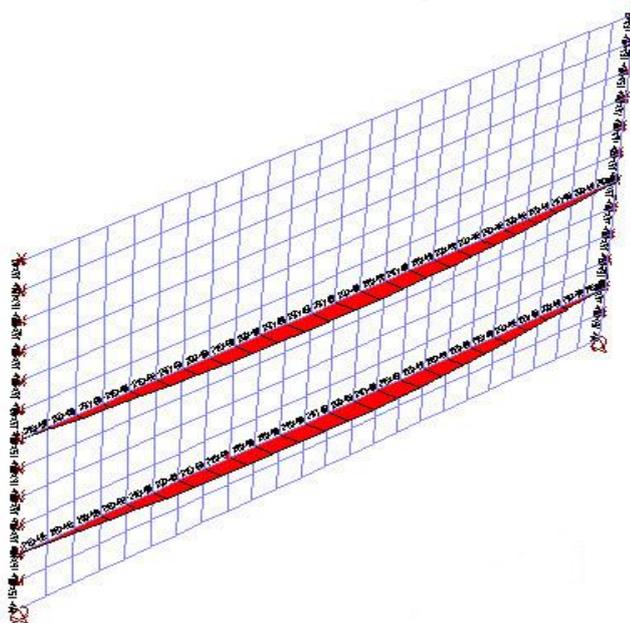


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.3 Momentos fletores das vigas horizontais do PTTB

A Figura 128 mostra os momentos fletores nas vigas superior e inferior do PTTB, verificando-se que o valor do momento fletor da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores dos momentos são mostrados nas Figuras 129 e 130.

Figura 128 – Momentos fletores das vigas horizontais do PTTB



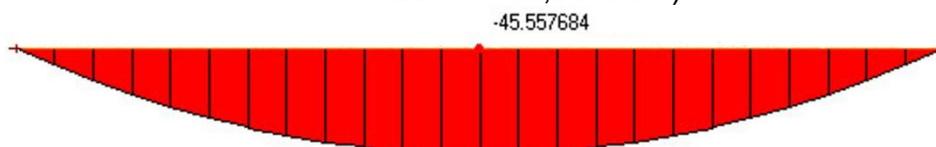
Fonte: O próprio autor.

Figura 129 – Momento fletor da viga horizontal superior do PTTB. (valor máximo = 43,75 kN.m)



Fonte: O próprio autor.

Figura 130 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PTTB. (valor máximo = 45,56 kN.m)

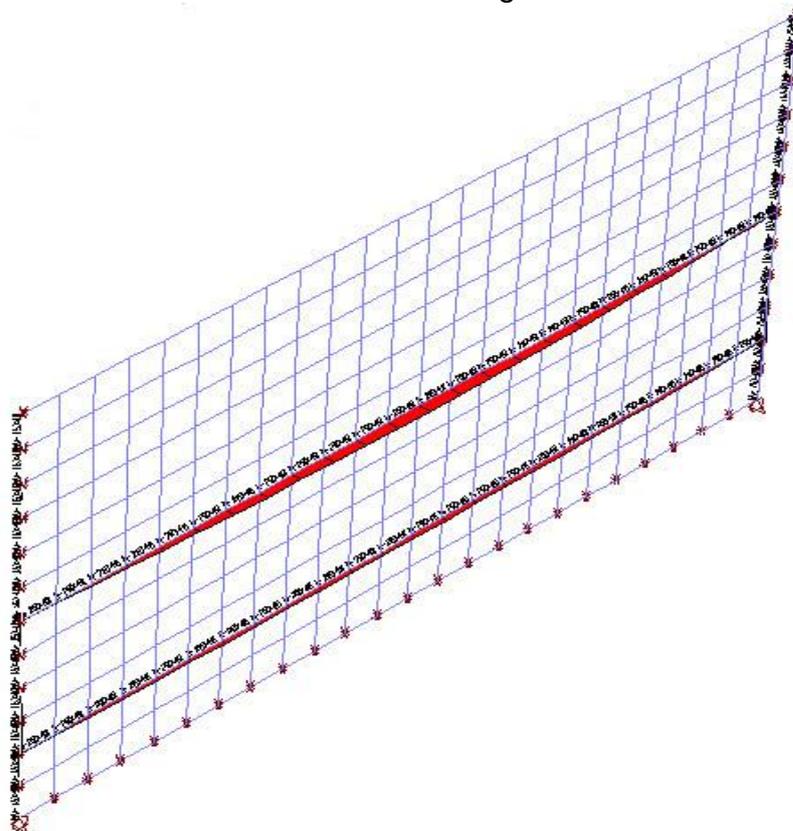


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.4 Momentos fletores das vigas horizontais do PTTE.

A Figura 131 mostra os momentos fletores nas vigas superior e inferior do PTTB, verificando-se que o valor do momento fletor da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores dos momentos são mostrados nas Figuras 132 e 133.

Figura 131 – Momentos fletores das vigas horizontais do PTTE



Fonte: O próprio autor.

Figura 132 – Momento fletor da viga horizontal superior do PTTE. (valor máximo = 25,68 kN.m)



Fonte: O próprio autor.

Figura 133 – Momento fletor da viga horizontal inferior do PTTE. (valor máximo = 10,24 kN.m)

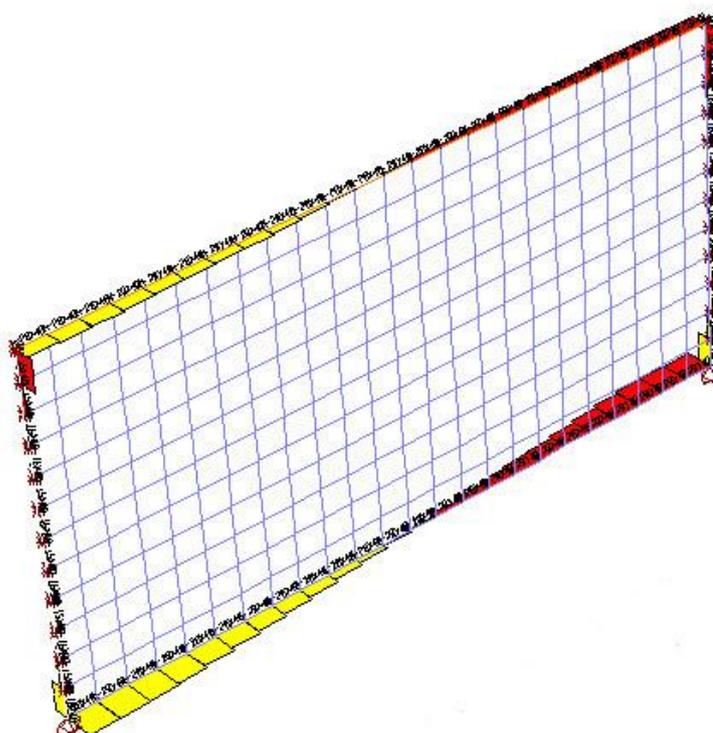


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.5 Forças cortantes das vigas horizontais do PVBB

A Figura 134 mostra as forças cortantes nas vigas superior e inferior do PVBB, verificando-se que o valor das forças cortantes da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores das forças cortantes são mostrados nas Figuras 135 e 136.

Figura 134 – Forças cortantes das vigas horizontais do PVBB.



Fonte: O próprio autor.

Figura 135 – Força cortante da viga horizontal superior do PVBB. (valor máximo = 14,24 kN)



Fonte: O próprio autor.

Figura 136 – Força cortante da viga horizontal inferior do PVBB. (valor máximo = 27,80 kN)

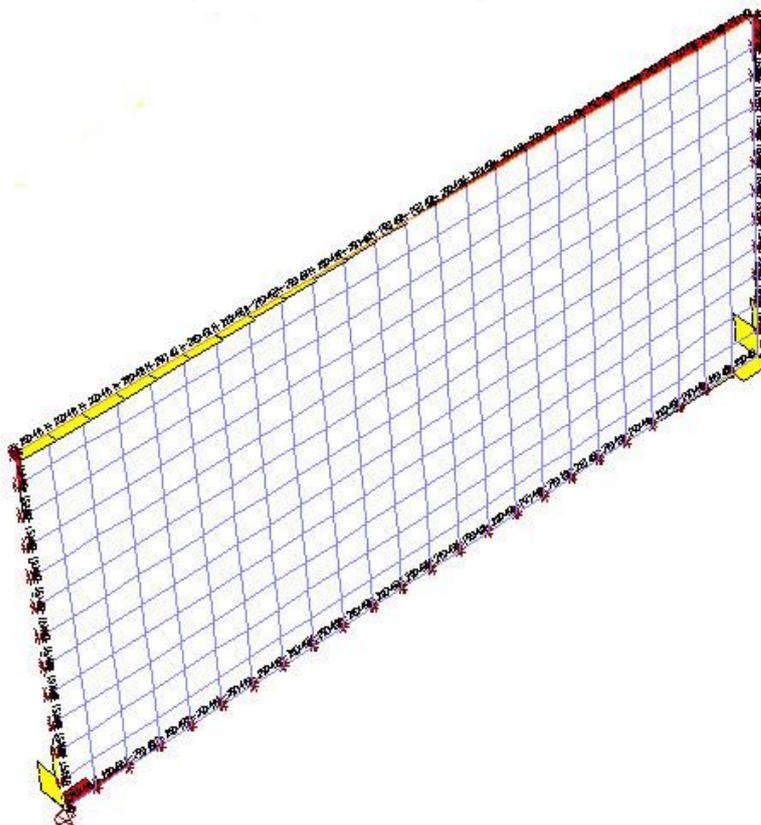


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.6 Forças cortantes das vigas horizontais do PVBE

A Figura 137 mostra a força cortante na viga superior do PVBE. O valor da força cortante da viga horizontal superior é mostrado na Figura 138.

Figura 137 – Forças cortantes das viga horizontais do PVBE



Fonte: O próprio autor.

Figura 138 – Força cortante da viga horizontal superior do PVBE. (valor máximo = 9,63 kN)

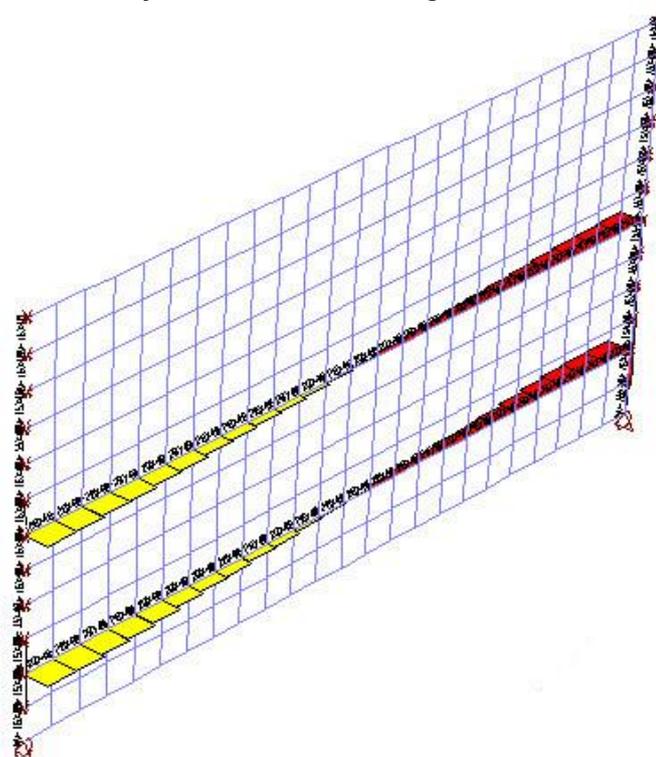


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.7 Forças cortantes das vigas horizontais do PTTB

A Figura 139 mostra as forças cortantes nas vigas superior e inferior do PTTB, verificando-se que o valor da força cortante da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores das forças cortantes são mostrados nas Figuras 140 e 141.

Figura 139 – Forças cortantes das vigas horizontais do PTTB



Fonte: O próprio autor.

Figura 140 - Força cortante da viga horizontal superior do PTTB. (valor máximo = 23,63 kN)



Fonte: O próprio autor.

Figura 141 – Força cortante da viga horizontal inferior do PTTB. (valor máximo = 8,44 kN)

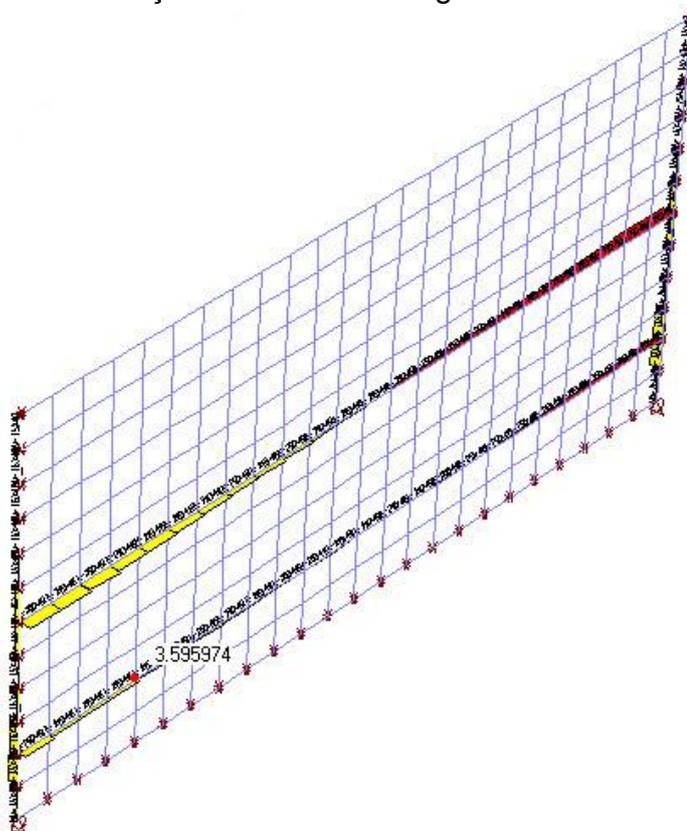


Fonte: O próprio autor.

5.1.4.8 Forças cortantes das vigas horizontais do PTTE.

A Figura 142 mostra as forças cortantes nas vigas superior e inferior do PTTB, verificando-se que o valor do esforço cortante da viga inferior é superior ao da viga superior. Os valores das forças cortantes são mostrados nas Figuras 143 e 144.

Figura 142 – Forças cortantes das vigas horizontais do PTTE



Fonte: O próprio autor.

Figura 143 – Força cortante da viga horizontal superior do PTTE. (valor máximo = 15,01 kN)



Fonte: O próprio autor.

Figura 144 – Força cortante da viga horizontal superior do PTTE. (valor máximo = 8,45 kN)



Fonte: O próprio autor.

5.2 Detalhamento

Os painéis foram dimensionados e detalhados considerando-os apoiados nos pilares. Os pilares e fundação não foram detalhados neste trabalho.

O dimensionamento foi executado obedecendo às especificações prescritas pela ABNT NBR 6118:2007.

Os detalhamentos dos painéis estão demonstrados no Anexo A

5.3 Custos

Os custos unitários utilizados neste trabalho foram fornecidos pela Caixa Econômica Federal através do SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, tabela PCI.817.01 – Custos de composição sintético, referente ao mês de abril de 2013 (Anexo B). Para os custos unitários das fôrmas, devido ao reaproveitamento e uniformidade na produção, foram utilizadas formas metálicas e de utilização específica para cada tipo de painel, foram considerados o custo de construção de cada tipo de fôrma (Anexo C) e considerado o reaproveitamento, para construção de um armazém graneleiro com 46 painéis (42,00 x 96,00 m).

Com os custos unitários e os quantitativos dos materiais utilizados para cada tipo de painel, foram confeccionadas as Tabelas 9 a 14, que contém os custos de fabricação de cada painel analisado.

5.3.1 Custo de fabricação do PLB.

Tabela 9 – Custo de fabricação do PLB

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica para fabricação de 26 painéis	6,00	25,09	150,54
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	183,80	5,92	1.088,09
Armação em tela soldada CA-60	42,57	6,27	266,91
Total			2.562,02

Fonte: O próprio autor.

5.3.2 Custo de fabricação do PLE.

Tabela 10 – Custo de fabricação do PLE

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica com reutilização para 26 painéis	6,00	25,09	150,54
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	140,35	5,92	830,87
Armação em tela soldada CA-60	42,75	6,27	266,91
Total			2.304,80

Fonte: O próprio autor.

5.3.3 Custo de fabricação do PVBB.

Tabela 11 – Custo de fabricação do PVBB

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica com reutilização para 26 painéis	6,00	37,18	223,08
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	187,28	5,92	1108,70
Armação em tela soldada CA-60	28,64	6,27	179,57
Total			2.567,83

Fonte: O próprio autor.

5.3.4 Custo de fabricação do PVBE.

Tabela 12 – Custo de fabricação do PVBE

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica com reutilização para 26 painéis	6,00	37,18	223,08
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	156,27	5,92	925,12
Armação em tela soldada CA-60	28,64	6,27	179,57
Total			2.384,25

Fonte: O próprio autor.

5.3.5 Custo de fabricação do PTTB.

Tabela 13 – Custo de fabricação do PTTB

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica com reutilização para 26 painéis	6,00	37,18	223,08
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	125,47	5,92	742,78
Armação em tela soldada CA-60	102,17	6,27	640,61
Total			2.662,95

Fonte: O próprio autor.

5.3.6 Custo de fabricação do PTTE.

Tabela 14 – Custo de fabricação do PTTE

DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	Quant.	Preço Unitário	Preço Total
Fôrma em chapa metálica com reutilização para 26 painéis	6,00	37,18	223,08
Concreto usinado f_{ck} 25 MPa com lançamento e adensamento	2,48	426,00	1.056,48
Armação em aço CA-50, com corte, dobra e colocação	100,28	5,92	593,66
Armação em tela soldada CA-60	102,17	6,27	640,61
Total			2.513,83

Fonte: O próprio autor.

5.4 Síntese dos resultados

Os resultados dos esforços máximos e deslocamentos determinados através do Método dos Elementos Finitos e o custo de fabricação de cada tipo de painel estão demonstrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Esforços, deslocamentos máximos, taxa de armadura (A_s/C) e custos de fabricação.

PAINEL	M_x max kN.m	M_y max kN.m	Deslocamento cm	Taxa A_s/C kg/m ³	Custo R\$
PLB	35,21	2,69	2,55	91,3	2.562,02
PLE	9,56	6,02	0,70	73,8	2304,80
PVBB	3,17	4,16	0,93	87,1	2567,83
PVBE	1,73	3,79	0,43	74,6	2.384,25
PTTB	2,05	1,64	0,76	91,8	2.838,86
PTTE	1,77	2,57	0,63	81,6	2.513,83

Fonte: O próprio autor.

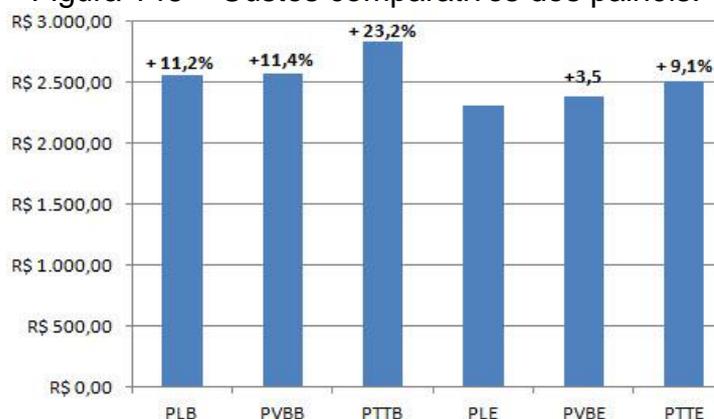
A Tabela 16 e Figura 145 apresentam a análise comparativa dos custos de todos os painéis, com referência ao painel de menor custo – PLE.

Tabela 16 – Análise comparativa dos custos dos painéis.

PLB	PLE	PVBB	PVBE	PTTB	PTTE
R\$ 2.562,02 (11,2%)	R\$ 2.304,80	R\$ 2.567,83 (11,4%)	R\$ 2.384,25 (3,5%)	R\$ 2.838,86 (23,2%)	R\$ 2.513,83 (9,1%)

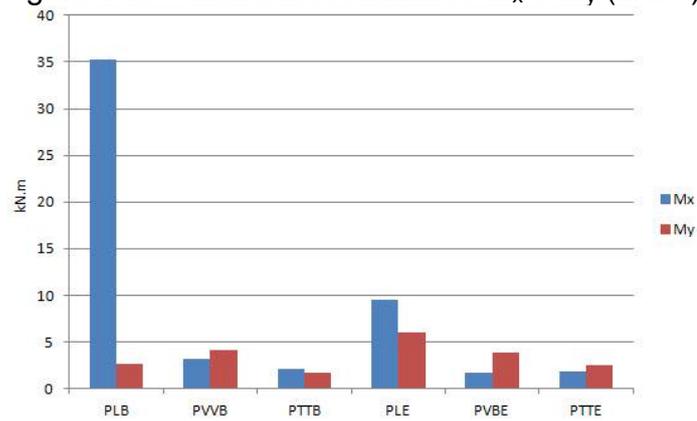
Fonte: O próprio autor.

Figura 145 – Custos comparativos dos painéis.



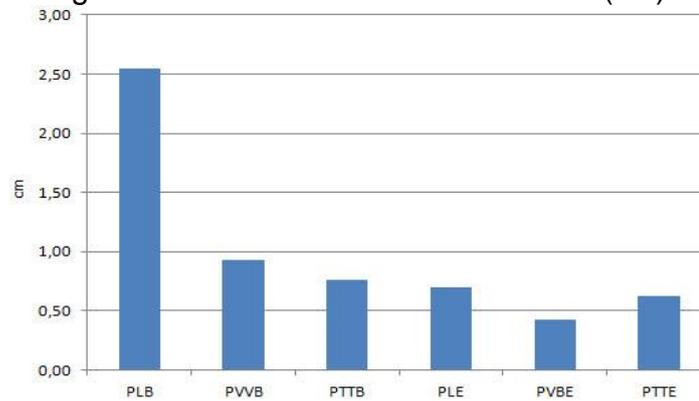
Fonte: O próprio autor.

Para possibilitar a comparação, foram sintetizados os resultados dos momentos M_x e M_y , deslocamentos máximos e taxas de armaduras dos painéis, nas Figuras 146 a 148.

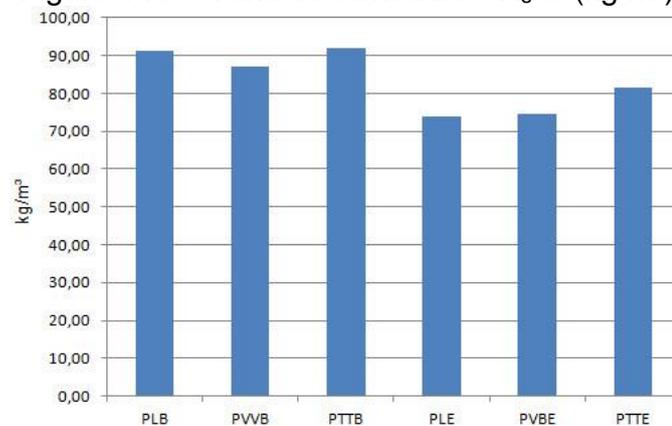
Figura 146 – Momentos máximos M_x e M_y (kN.m)

Fonte: O próprio autor

Figura 147 – Deslocamentos máximos (cm)



Fonte: O próprio autor

Figura 148 – Taxa de armadura - A_s/C (kg/m^3)

Fonte: O próprio autor

5.5 Análise dos resultados

Como existe uma variedade de painéis pré-moldados de concreto possíveis para um mesmo projeto de um armazém graneleiro horizontal, em alguns casos os projetistas estruturais encontram dificuldades para analisar qual a solução mais viável técnica e econômica.

Na análise técnica econômica foram levados em conta os seguintes fatores:

- Deslocamentos;
- Estanqueidade;
- Custo de fabricação e taxa de armadura.

5.5.1 Análise quanto aos deslocamentos

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, a segurança das estruturas de concreto armado pode exigir a verificação de alguns dos seguintes estados limites de serviço (ELS):

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras;
- b) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas características (w_k) iguais ao máximo especificado;
- c) Estado limite de deformações excessivas (ELS-D): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da estrutura;
- d) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para utilização da construção.

Neste trabalho, a verificação do estado limite de deformações excessivas (ELS-D) tem por objetivo garantir a manutenção das boas condições de uso da

estrutura, garantir a estanqueidade do silo graneleiro e evitar danos nos produtos armazenados no mesmo.

A ABNT NBR 6118:2007 não prevê os limites para deslocamentos – efeitos estruturais em serviço, especificamente para paredes ou painéis e recomenda, para pavimentos que devem permanecer planos, o deslocamento limite de $l/350$.

A ABNT NBR 9062:2001- Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, também não prevê no subitem 5.2.5 - Estado Limite de Deformação, os limites de deslocamento ou flechas para paredes ou painéis horizontais.

Para o presente trabalho, foi adotado como limite de deslocamento horizontal máximo, $l/500$. Os painéis deste trabalho possuem $l = 600$ cm, cujo deslocamento limite é **1,20** cm.

O painel liso bi apoiado – PLB, apresentou deslocamento máximo de 2,55 cm na borda inferior do painel e 2,07 cm na borda superior do painel, ambos os deslocamentos superior ao deslocamento limite (1,20 cm).

O painel com vigas nas bordas e bi apoiados nos pilares e apoiado no piso com restrição ao deslocamento horizontal – PVBE apresentou o menor deslocamento máximo de 0,43 cm.

A comparação entre valores dos deslocamentos máximos dos painéis demonstrou que os painéis bi-apoiados nos pilares (PLB, PVBB e PTTB) apresentam valores muito superiores aos deslocamentos máximos dos painéis bi-apoiados nos pilares e com restrição ao deslocamento horizontal na borda inferior (PLE, PVBE e PTTE).

5.5.2 Análise quanto à estanqueidade.

Segundo RASI (2009), nos silos graneleiros horizontais, os deslocamentos diferenciados dos painéis de fechamento, quando excessivos, permitem a infiltração de água de chuva, principalmente na região entre os painéis e piso, provocando deterioração do produto armazenado.

Os painéis bi-apoiados nos pilares PLB, PVBB e PTTB apresentaram, também, deslocamentos significativos nas bordas inferiores, junto ao piso do armazém graneleiro, que podem permitir infiltrações pela falta de estanqueidade.

5.5.3 Análise quanto ao custo de fabricação e taxa de armadura

O painel liso bi-apoiado e restrição ao deslocamento horizontal - PLE apresentou o menor custo de fabricação e menor taxa de armadura, e o painel com vigas nas bordas e com restrição ao deslocamento horizontal - PVBE apresentou o custo de fabricação de fabricação de 3,5% superior ao PLE, mas com o menor deslocamento (0,43 cm).

6 CONCLUSÕES

6.1 Conclusões com base nos resultados

As principais conclusões a respeito do estudo das alternativas estruturais em painéis de concreto pré-moldado de silos horizontais, com base nos resultados obtidos, lista-se a seguir.

- a) Os painéis que possuem vinculação ao piso do silo horizontal (PLE, PVBE e PTTE, devido ao deslocamento nulo nessa região, promove estanqueidade do conjunto parede/piso, impedindo danos no produto armazenado. Quanto à estanqueidade de silo horizontal, a utilização desses painéis é adequada. Essa disposição construtiva, com a vinculação do painel liso ao piso do silo horizontal traz a vantagem da redução dos esforços nos blocos de fundação que suportam os pilares verticais, uma vez que parte significativa de carga é absorvida pelo piso do silo.
- b) Os painéis liso bi-apoiado e restrição ao deslocamento horizontal - PLE e painel com vigas nas bordas e restrição ao deslocamento horizontal - PVBE apresentaram os menores custos de fabricação, sendo que o custo de fabricação do PVBE é somente 3,5 % superior ao PLE, sendo as alternativas mais viáveis economicamente.
- c) O painel com vigas nas bordas e restrição ao deslocamento horizontal - PVBE apresentou o menor deslocamento dos painéis analisados, sendo 0,43 cm no centro do painel e de 0,32 cm na borda superior do painel. Este tipo de painel é a solução técnica mais recomendada.
- d) O painel TT bi-apoiado e com restrição ao deslocamento horizontal - PTTE apresentou custo de fabricação superior aos painéis PLE e PVBE, com as mesmas características de apoio e vinculação junto ao piso.
- e) O painel PLB, liso e bi apoiado apresentou deslocamento máximo superior ao limite de $l/500$, não sendo recomendado para o vão entre pilares de 600 cm.

6.2 Conclusões gerais

As principais conclusões gerais, baseado nos silos graneleiros horizontais, construídos, vistoriados, projetados, inspecionados e / ou periciados pelo autor, desde 1981, e também nas observações dos painéis das obras utilizadas neste trabalho e em concordância com os resultados obtidos neste trabalho, lista-se a seguir:

6.2.1 Quanto à utilização:

- a) A utilização de painéis lisos bi-apoiados - PLB são restrita a silos horizontais de pequena / média capacidades, vãos máximos de 5,0 m e altura de 3,0 m e produtos com baixo peso específico (amendoim e farelos de soja/milho).
- b) O painel liso bi-apoiado e restrição ao deslocamento horizontal - PLE é bastante utilizado para vãos até 6,0 m e altura de 3,0 m.
- c) Para altura de paredes de silos horizontais acima de 3,0 m, é utilizado a combinação de dois tipos de painéis, o PVBE e PVVB, sendo o PVBE colocado na posição inferior, de maior solicitação e o PVVB sob o PVBE. Os vãos são proporcionais a altura total da parede, variando de 4,5 m a 6,0 m.
- d) O painel TT bi-apoiado - PTTB são de rara utilização, restritas a alguns silos horizontais situados no sul do país.
- e) Não foram encontrados painel TT bi-apoiado e com restrição ao deslocamento horizontal - PTTE em silos horizontais.

6.2.2 Quanto à fabricação e montagem:

- a) Os painéis lisos tipo PLB e PLE são de simples fabricação e montagem em campo, com utilização de formas planas, com custo e tempo de fabricação inferior aos demais tipos de painéis.

REFERENCIAS BIBLIGRÁFICAS

AÇOTEC PERONDI – ENGENHARIA LTDA. Disponível em WWW.acotecperondi.com.br; acesso em janeiro 2013.

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1999. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1999

AIRY, W. **The pressure of grain - Minutes of Proceedings**. v. 131. Lenders, 1897.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 313. Standard Practice for design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials**. EUA, 1991.

ANTARES ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS LTDA. Disponível em WWW.antares.ind.br; acesso em julho 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Ementa 1 Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 9062:2001 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado** – Rio de Janeiro, 2001.

AYUGA, F. **Los empujes del material almacenado em silos**. Informes de La constucción, v.46, n.436, Madrid, 1995.

AZEVEDO, L. F.; OLIVEIRA, T. P.; PORTO, A. G.; SILVA, F. S. **Capacidade estática de armazenamento de grãos no brasil**. XXVIII Encontro Nacional de Engenharia de Produção - ENEGEP, Rio de Janeiro, 2008.

BOREM, F. M. ET AL. **Racionalização e gerenciamento de energia em unidades armazenadoras**. Textos acadêmicos. Universidade Federal de Lavras, UFLA, Lavras, 2001.

CALIL Jr., C. **Recomendações de fluxo e de cargas para o projeto de silos verticais**. Tese (Livre Docência) – Escola de engenharia de São Carlos – USP, 1990.

CALIL Jr., C. **A relação K entre as pressões horizontais e verticais em silos.** In: XXVI Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola. Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, (1997).

CALIL Jr., C. **Recomendações de fluxo e cargas para projeto de silos verticais.** Tese de Livre Docência em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1990.

CALIL Jr, C.; CHEUNG, A. B. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo.** Editora Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2007.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo de lajes de concreto com analogia de grelhas.** In: Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. UFJF. Anais. Juiz de Fora, 1996.

CASTILHO, V. C. **Análise estrutural de painéis de concreto pré-moldado considerando a interação com a estrutura principal.** 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1998.

CEAGESP – COMPANHIA DE ENTREPÓSITOS E ARMAZENS GERAIS DE SÃO PAULO. Disponível em WWW.ceagesp.gov.br; acesso em julho de 2012.

CHEUNG, A. B. **Modelo estocástico de pressões de produtos armazenados para estimativa da confiabilidade estrutural em silos esbeltos.** 2007. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2007.

COAMO – AGROINDUSTRIAL COOPERATIVA. Disponível em WWW.coamo.com.br; acesso em julho de 2012.

CONAB – COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. **Acompanhamento da safra brasileira.** Sexto levantamento, Brasília, 2013.

COULOMB, C. A. **Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problems de statique a l'architecture.** Memories de l'Academie pres Divers Savants, vol. 7, Paris, 1776.

DALBELLO, O.; OLIVEIRA, M. J. G.; BENEDETTI, B. C. **Determinação do ângulo de taluda e coeficiente de atrito para amendoim e aveia preta em diferentes teores de umidade.** In: Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, XXIII, Campinas, 1994.

DALL'ACQUA ENGENHARIA LTDA. Disponível em WWW.dallacqua.com.br; acesso em maio 2010.

DEVILLA, I. A. **Projeto de unidades armazenadoras.** Texto acadêmico. Universidade Federal de Goiás, Anápolis, 2004.

DEBS M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações.** Editora Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2000. 441 p.

ECL ENGENHARIA LTDA. Disponível em WWW.ecl.eng.br; acesso em junho 2012.

EGELTE ENGENHARIA LTDA. Disponível em WWW.egelte.com.br; acesso em junho 2008.

ENGEbase – OBRAS RURAIS E URBANAS LTDA. Disponível em WWW.engebase-rs.com.br; acesso em dezembro 2012.

FONSECA, F. J. C. **Projeto de painéis sanduíche de concreto pré-moldado.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1994.

FREITAS, E. G. A. **Estudo teórico experimental das pressões em silos cilíndrico de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano.** 2001. 175 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2001.

GOMES, F. C. **Estudo teórico e experimental das ações em silos horizontais.** 2000. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2000.

HENNRICHS, C. A. **Estudos sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

HEZEL, C. R. **Avaliação das pressões em silos verticais conforme diferentes normas internacionais.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Escola de Engenharia Agrícola da UNIOESTE, Cascavel, 2007.

JANSSEN, H. A. – “**Versuche über Getreidedruck in Silozellen**”, zeitschrift Verein. Deutscher Ingenieure Vol. 39, pp 1045-1049, 1895.

JEKINE, H. A. **Storage and flow of silos**. Bulletin 123 – University of Utah. Salt Lake City, 1964.

KAMINSKI, M.; WIRSKA, E. **Variation of pressures in flexible walled silo model**. Powder Handling & Processing. V.10 n.4, October/December, 1998.

KEPLER WEBER S/A. Disponível em www.kepler.com.br; acesso em maio 2008.

M G ENG. E REPRESENTAÇÕES. Disponível em WWW.morgadoengenharia.com; acesso em novembro 2012.

NASCIMENTO, F. C. **A relação entre as pressões horizontais e verticais em silos elevados: o parâmetro K**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2008.

NEGRISOLI, A. A. **Exemplo de uma unidade armazenadora**. 1997. Engesilos Consultoria e Projetos de Engenharia S/C Ltda, São Paulo, 1997.

NEVES, I. P. **Armazenamento de grãos**. Dossiê técnico. Rede de Tecnologia da Bahia – RETEC/BA, Salvador, 2007.

NOGUEIRA JR. S.; TSUNECHIRO, A. **Pontos críticos da armazenagem de grãos no Brasil**. Análise e Indicadores do Agronegócio, v. 6, n. 4. Instituto de Economia Agrícola, São Paulo, (2011)

OLIVEIRA, L. A. **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 2002.

PAULA, G. F. **Interação entre painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal por meio de modelos numéricos em elementos finitos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2007.

PAVAN. M. **O problema da armazenagem no Brasil**. Pavan Engenharia e Indústria Ltda. São Paulo, 2002.

PISTELLI ENGENHARIA LTDA. Disponível em: WWW.pistelli.com.br : acesso em fevereiro 2013.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI design handbook: precast and prestressed concrete**. 4. Ed. Chicago, 1992.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI design handbook: precast and prestressed concrete**. 6. Ed. Chicago, 2004.

RANKINE, W. **On the stability of loose earth**. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol, 147, Londres, 1857.

RASI, J. R. **Estudo comparativo de sistemas construtivos de silos horizontais**. Monografia (Especialização) – Escola de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Lavras, UFLA, Lavras, 2009.

REIMBERT, M.; A. REIMBERT. **Silos traite theorique et pratique**. Edition Eyrollas. Paris, 1956.

REIS, S. G. **Determinação das ações atuantes nos silos através de redes neurais artificiais**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Lavras, UFLA, Lavras, 2011.

REVISTA ELETRONICA DO AGRONEGOCIO DO MATO GROSSO. Disponível em: <http://mtagronews.blogspot.com.br> ; acesso em março de 2013.

SAFARIAN, S. S.; HARRIS, E. C. **Design and construction of silos and bunkers**. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1985.

SILVA, M. C. A. T. **Estudo da variabilidade pressões em silos**. 1993. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1993.

SILVA, E. T. **Elementos pré-moldados para silos quadrados de concreto armado**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, Campinas, 1998.

SILVA, H. C. **Estudo da influencia do empuxo lateral causado por grãos nas paredes de grandes silos horizontais**. 2002.

SOARES, M. F.M; FERREIRA, V. W. **Grande Dicionário Enciclopédico: Volume XII**. Lisboa. Clube Internacional do Livro, 2000.

TEIXEIRA, L. G. R. **Determinação das propriedades físicas e de fluxo do café para projeto estrutural de silos e equipamentos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola), Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2006.

WEBER, E. A. **Excelência em beneficiamento e armazenagem de grãos.** 1ª Edição. Panambi. Editora Salles, 2005.

WTORRE S. A. Disponível em WWW.wtorre.com.br, acesso em agosto 2012.

ZORTEA CONSTRUÇÕES LTDA. Disponível em WWW.zortea.com.br; acesso em abril 2011.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

BLIGHT, G. **Assessing loads on silos and other bulk storage structures.** Johannesburg. Taylor and Francis Group, 2006.

BROWN, C. J.; Nielsen J. **Silos _ Fundamentals of theory, behaviour and design.** New York. Taylor and Francis Group, 2009.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo de lajes de concreto com analogia de grelhas.** In: Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. UFJF. Anais. Juiz de Fora, 1996.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003.** 3. Ed. São Carlos: Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2007.

PUZZI, D. **Abastecimento e armazenagem de grãos.** 1ª Edição. Campinas. Editora Instituto Campineiro de Ensino Agrícola, 1986.

ANEXOS

Os anexos têm por objetivo apresentar os detalhamentos construtivos dos painéis, tabelas de custos unitários utilizados na composição de custos e orçamentos de fabricação de formas metálicas.

ANEXO A

Detalhamento construtivo dos painéis.

Os painéis foram dimensionados, de acordo com a NBR 6118:2003, considerando as características :

a) Características dos materiais utilizados nos painéis:

- Concreto

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

- Aço

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

b) Dimensionamento a flexão:

M_d = Momento de Projeto kN.cm

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17,85 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_c = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{\beta_c}{0,272}} \rightarrow \beta_x < 0,500 \text{ não precisa armadura dupla}$$

$$\beta_z = 1 - 0,4\beta_x$$

temos:

$$A_s = \frac{M_d}{\beta_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

c) Dimensionamento a força cortante:

-armadura mínima

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bw \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ywd} \leq \begin{cases} f_{yd} \\ 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

- cálculo da armadura transversal

$$v_{sd} \leq v_{rd3} = v_c + v_{sw}$$

na flexão simples, $v_c = v_{c1}$

$$v_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

para estribos verticais, $\alpha = 90^\circ$; $\cot \alpha = 0$ e $\sin \alpha = 1,0$, temos:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

fazendo

$$v_{sd} = v_{rd3} = v_c + v_{sw} \text{ temos: } v_{sd} = v_c + \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$\therefore \frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{sd} - v_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

d) Planilhas

Para os dimensionamentos dos painéis, foram criados planilhas em Excel:

LAJE - PAINEL Cálculo da armadura

$b_w = 100$ cm	$f_{yk} = 500$ Mpa	$f_{ck} = 25$ Mpa
$h = 13,8$ cm	$f_{yd} = 43,5$ kN/cm ²	$f_{td} = 1,79$ kN/cm ²
$d = 11,3$ cm	$d_{max,bril} = 19$ mm	Limite = 0,272
$\phi_s = 0$ mm	$c_{nom} = 1,0$ cm	

$M_{ltd,lim} = 6.216,97$ kN.cm	
$M_{ltd} = 4.929,00$ kN.cm	
$M_{ltd} = 4.929,00$ kN.cm	
$\beta_c = 0,216$ Ok!	
$\beta_x = 0,373$	
$\beta_z = 0,851$	
$\beta_s = 1,000$	
$A_s = 11,78$ cm ² Ok!	
$A_{s,min} = 1,99$ cm ²	
$A_{s,max} = 55,20$ cm ²	

15 barras de 10,0 mm	$a_b \geq 2,28$ cm =>	$a_b = 83,0$ cm Ok!
	$a_v \geq 2,00$ cm =>	$a_v = 2,0$ cm Ok!
$A_{s,efet} = 11,85$ cm ² Ok!	$y_{cg} = 2,5$ cm	
	$d_{calc} = 11,3$ cm	

$\beta_x = 0,375$	
$\beta_c = 0,217$	
$\beta_z = 0,850$	
$\beta_s = 1,000$ Ok!	
$M_{ltd} = 4.951,67$ kN.cm	> Msd OK!

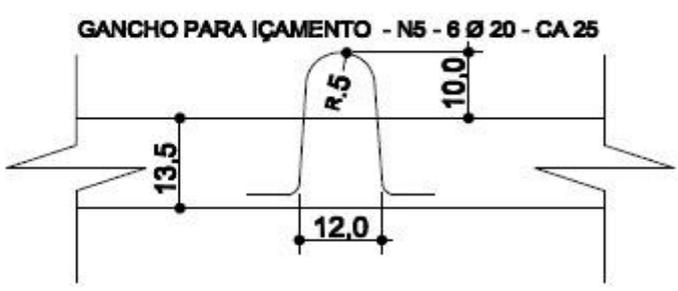
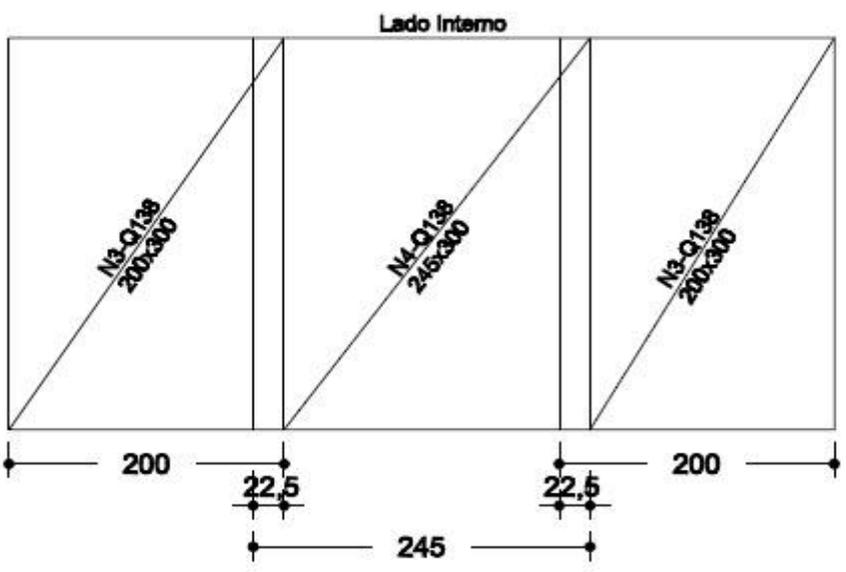
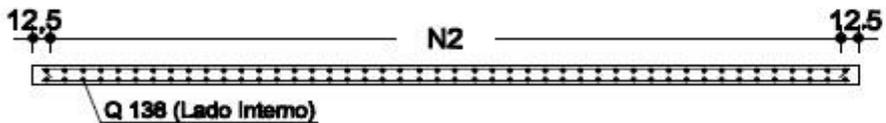
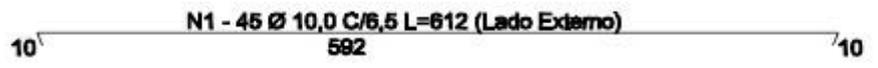
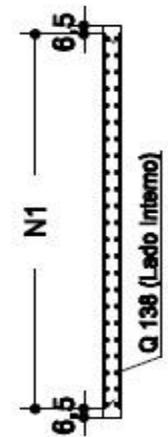
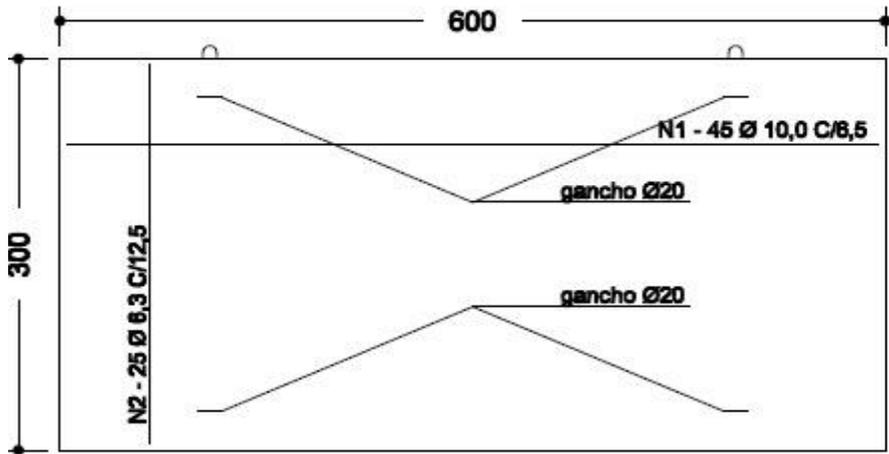
Para $\phi = 10,0$ mm	
$M_{ltd} = 330,11$ kN.cm	

VIGA RETANGULAR - FLEXÃO

$b_w =$	20	cm	$f_{yk} =$	500	Mpa	$f_{ck} =$	25
$h =$	40	cm	$f_{yd} =$	43,5	kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,79
$d =$	35,565	cm	$d_{max,bril} =$	16	mm	Limite =	0,272
$\phi_t =$	6,35	mm	$c_{nom} =$	3,0	cm	Minor =	0,85
$M_{Rd1,lim} =$	12.316,79	kN.cm	$M_{Rk1,lim} =$	8.797,71	kN.cm		
$M_{Sd,min} =$	1.422,70	kN.cm					
$M_{Sd} =$	7.593,40	kN.cm					
$M_{Rd1} =$	7.593,40	kN.cm					
$\beta_c =$	0,168	Ok!					
$\beta_x =$	0,277						
$\beta_x =$	0,889						
$\beta_x =$	1,000						
$A_s =$	5,52	cm ²	Ok!	$A_{s,lim} =$	27,6	cm ² /m	
$A_{s,min} =$	1,20	cm ²		$\mu =$	0,362		
$A_{s,max} =$	32,00	cm ²					
3	barras de	16,0 mm		$a_h \geq$	2,00	cm	\Rightarrow
0	barras de	10,0 mm		$a_v \geq$	2,00	cm	\Rightarrow
$A_{s,efet} =$	6,03	cm ²	Ok!	$y_{cg} =$	4,435	cm	
				$d_{calc} =$	35,565	cm	
$\beta_x =$	0,303						
$\beta_c =$	0,181						
$\beta_x =$	0,879						
$\beta_x =$	1,000	Ok!					
$M_{Rd1} =$	8.198,35	kN.cm	$> M_{sd}$	OK!			
Para $\phi =$	16,0 mm						
$M_{Rd1} =$	2.732,78	kN.cm					
Para $\phi =$	10,0 mm						
$M_{Rd1} =$	1.074,08	kN.cm					
$\beta_x =$	1,000	Ok!					

Painel PLB

PAINEL PLB (600 x 300 x 13,8 cm)



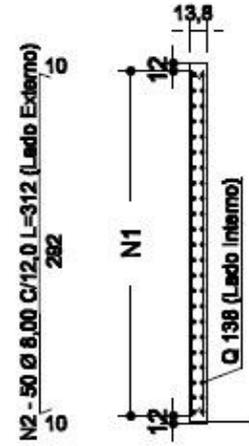
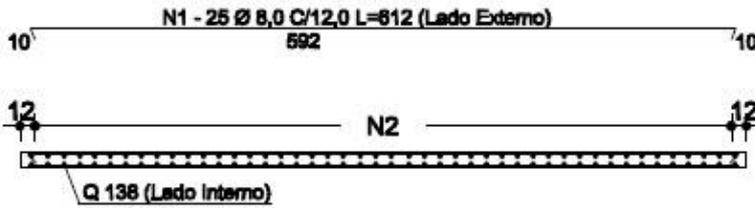
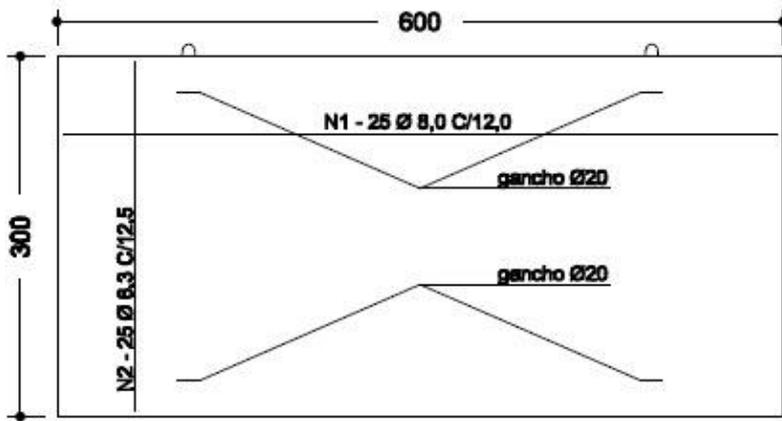
LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL PLB				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	45	10.0	812
	2	25	8,3	312
	5	08	20.0	75

RESUMO DOS PESOS	CA-60 (kg)				
			20.0	10.0	6.3
			10,1	154,2	19,5

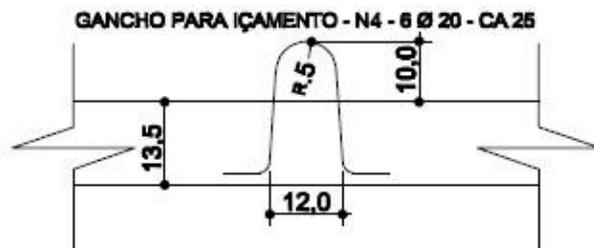
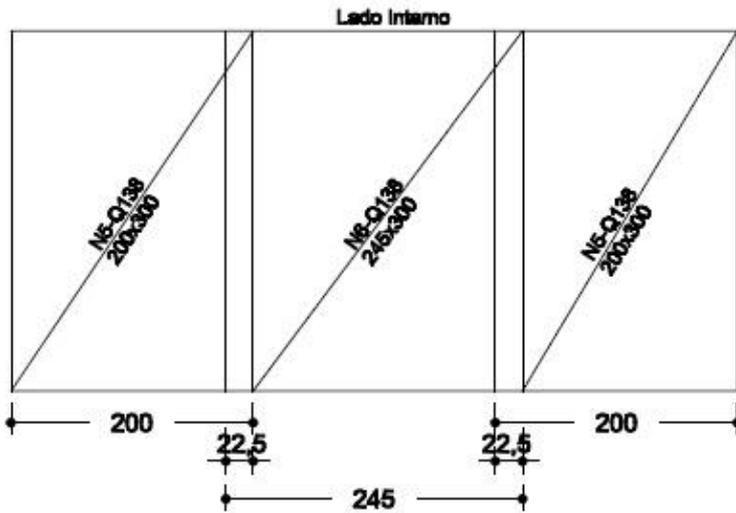
TABELA DE TELAS SOLDADAS					
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE	
PAINEL					
CA-60	3	Q138	200x300		02
CA-60	4	Q138	246x300		01
RESUMO					
TELA Q138			19,36m ²	42,57kg	
PESO TOTAL CA-60				183,80kg	

PAINEL PLE

PAINEL PLE (600 x 300 x 13,8 cm)



N3 - 60 Ø 6,3 C/10,0 L=65,0



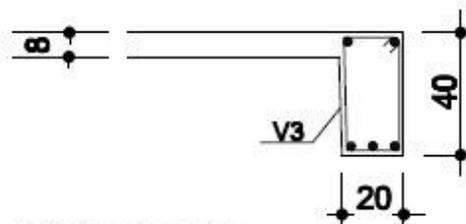
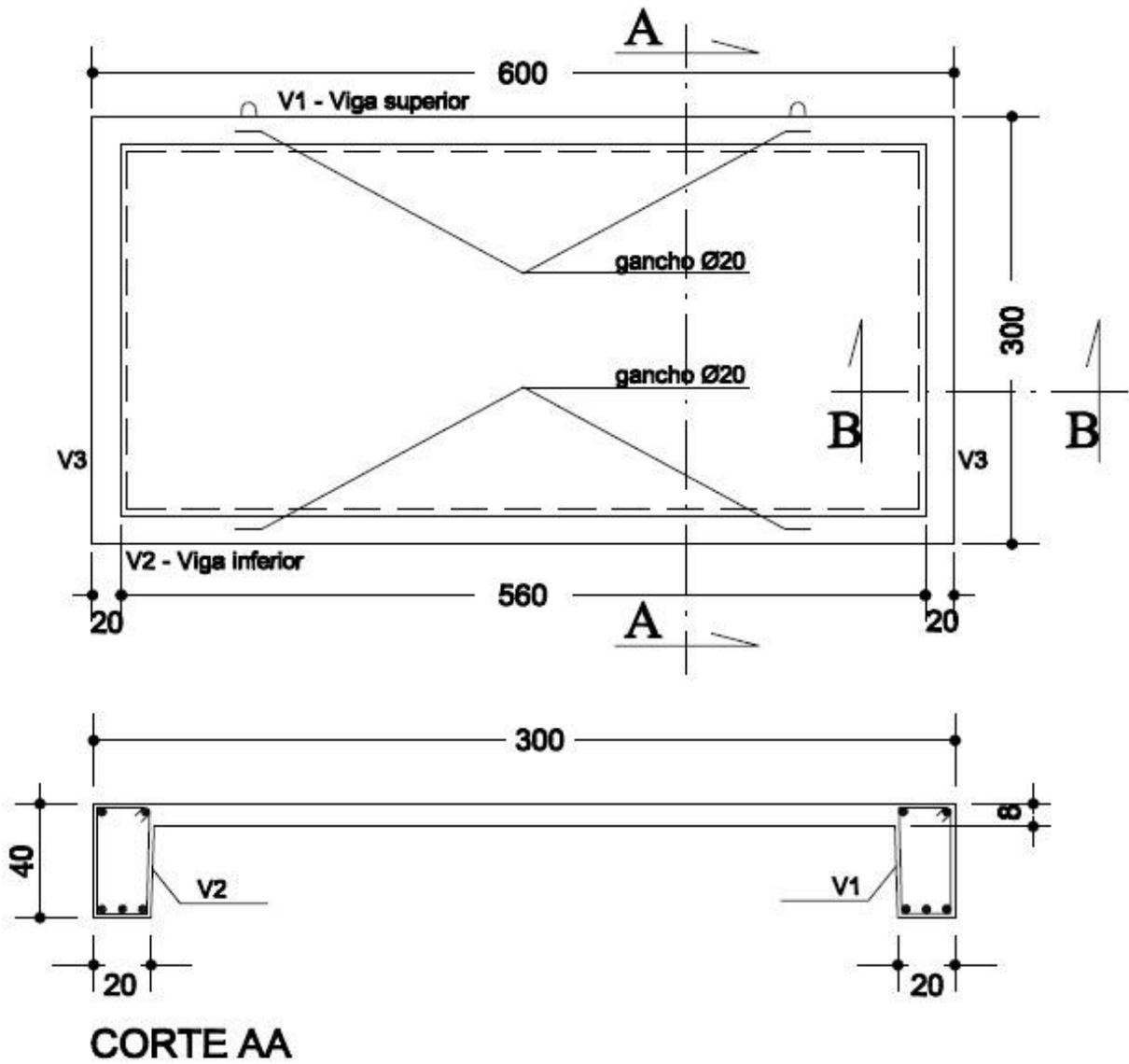
LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL PLE				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	25	8.0	812
	2	50	8,0	312
	3	60	6,3	65
	4	08	20.0	75

RESUMO DOS PESOS	CA-50 (kg)				
			20.0	8.0	6.3
			10,1	120,50	9,75

TABELA DE TELAS SOLDADAS				
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE
PAINEL	5	Q138	200x300	02
	6	Q138	245x300	01
RESUMO				
TELA Q138			19,35m2	42,57kg
PESO TOTAL CA-50				140,35kg

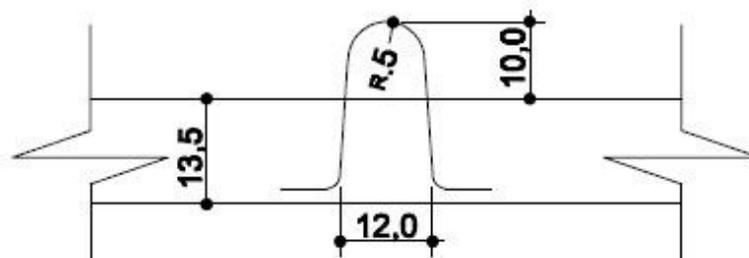
PAINEL PVBB

PAINEL PVBB

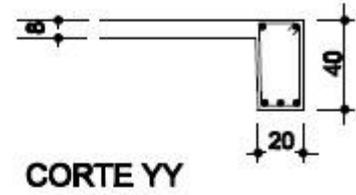
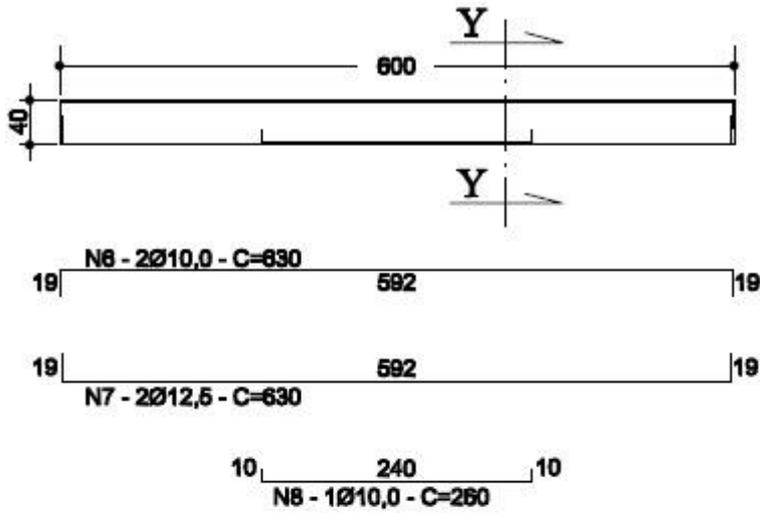


CORTE BB

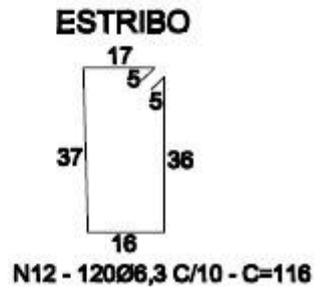
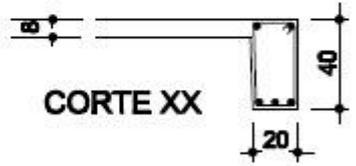
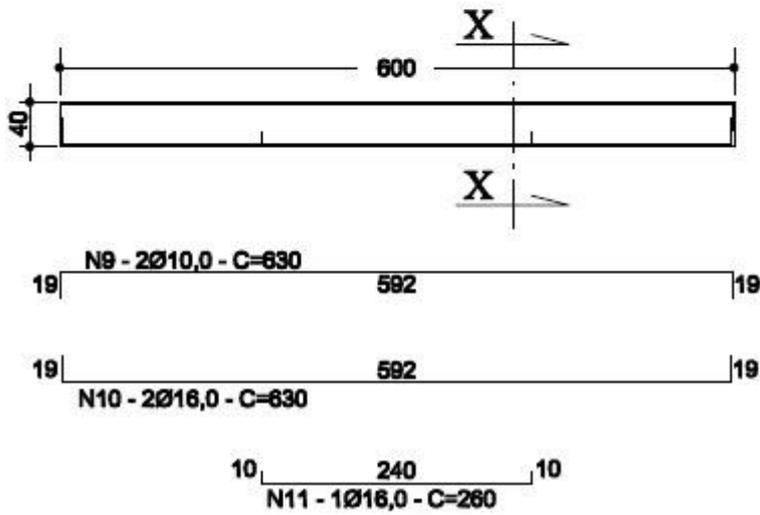
GANCHO PARA IÇAMENTO - N 16 - 6 Ø 20 - CA 25



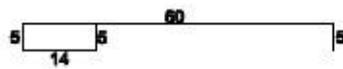
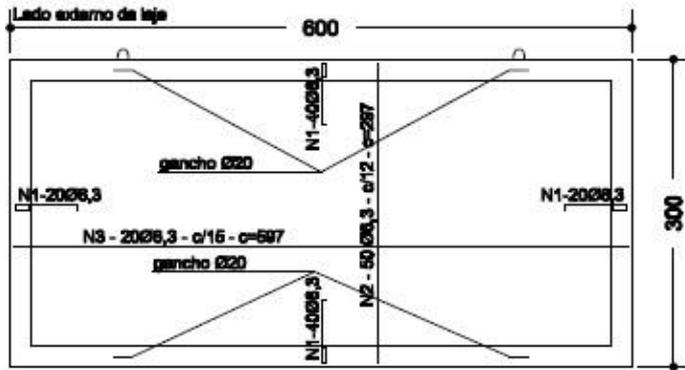
VIGA - V1 (40x20) - VIGA SUPERIOR



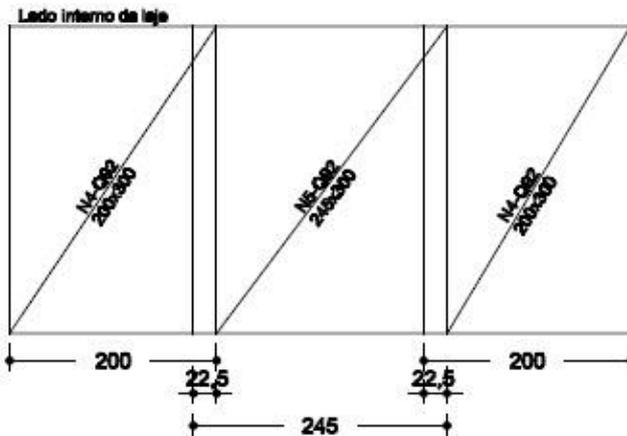
VIGA - V2 (40x20) - VIGA INFERIOR



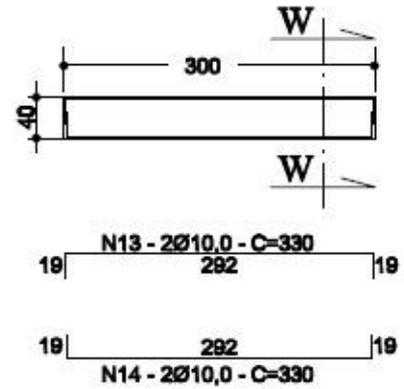
PAINEL PVBB



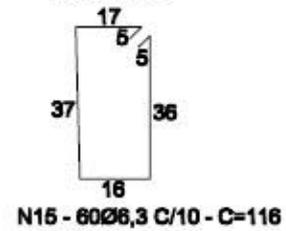
N1 - 110 Ø6,3 - c/15 - L=88,0



VIGA - V3 (40x20) (2x) - VIGAS LATERAIS



ESTRIBO



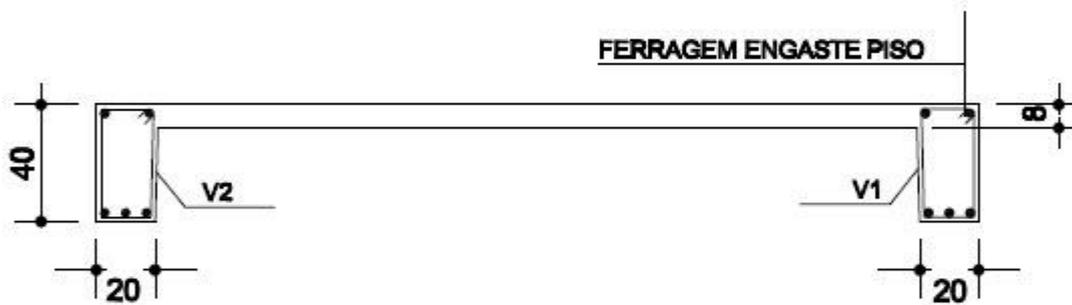
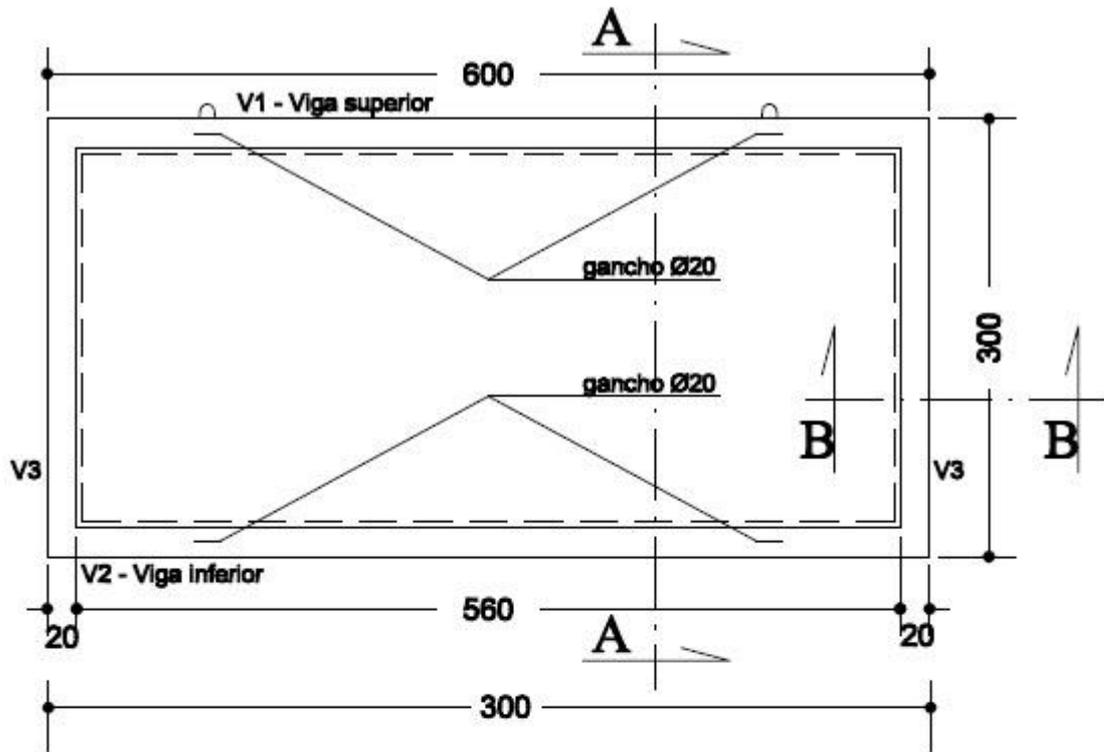
LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL PVBB				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	40	6,3	88,0
	2	50	6,3	297
	3	20	6,3	597
	6	02	10,0	630
	7	02	12,5	630
	8	01	10,0	260
	9	02	10,0	630
	10	02	16,0	630
	11	01	16,0	260
	12	06	6,3	116
	13	04	10,0	330
	14	04	10,0	330
	15	120	6,3	116
	16	06	20,0	75

RESUMO DOS PESOS	CA-50 (kg)				
	20,0	16,0	12,5	10,0	6,3
	10,1	23,56	12,60	30,35	110,67

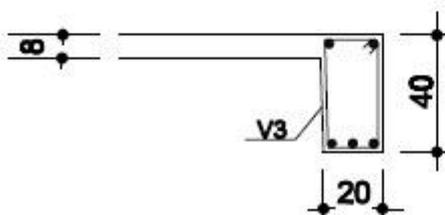
TABELA DE TELAS SOLDADAS					
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE	
PAINEL	CA-60	4	Q92	200x300	02
	CA-60	5	Q92	245x300	01
RESUMO					
TELA Q92			19,35m ²	28,64kg	
PESO TOTAL CA-50				187,28kg	

PAINEL PVBE

PAINEL PVBE



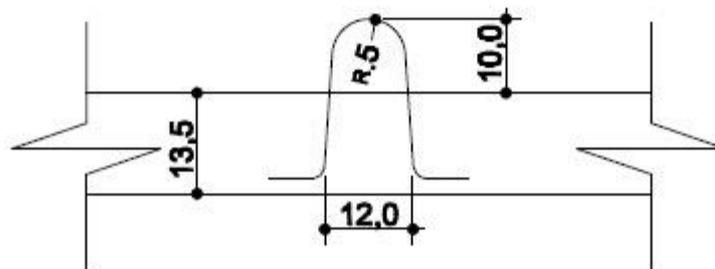
CORTE AA



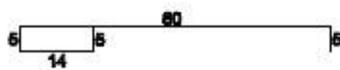
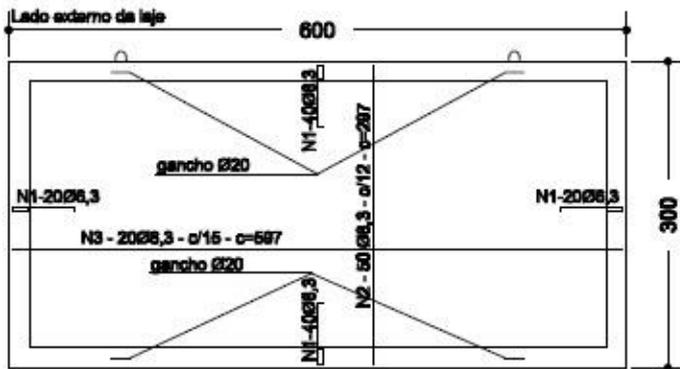
15 | 50
 N15 - 60 Ø 6,3 C/10,0 L=65,0
FERRO ENGASTE PISO

CORTE BB

GANCHO PARA IÇAMENTO - N 16 - 6 Ø 20 - CA 25

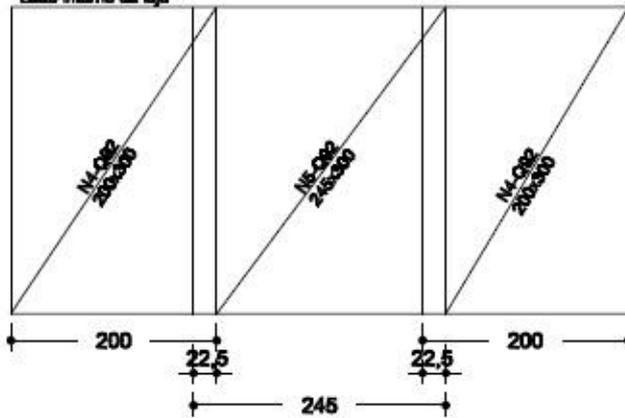


PAINEL PVBE

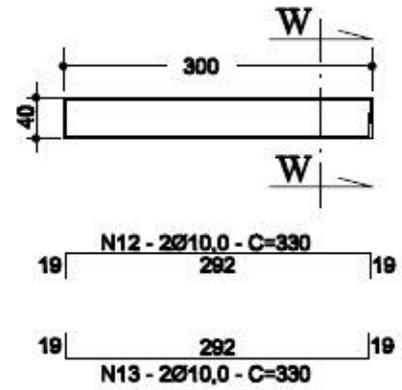


N1 - 110 Ø6,3 - c'15 - L=69,0

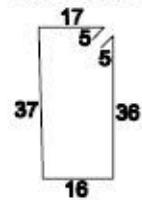
Lado interno da laje



VIGA - V3 (40x20) (2x) - VIGAS LATERAIS



ESTRIBO

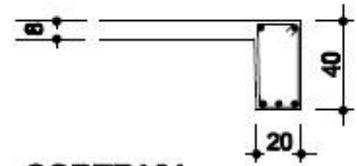
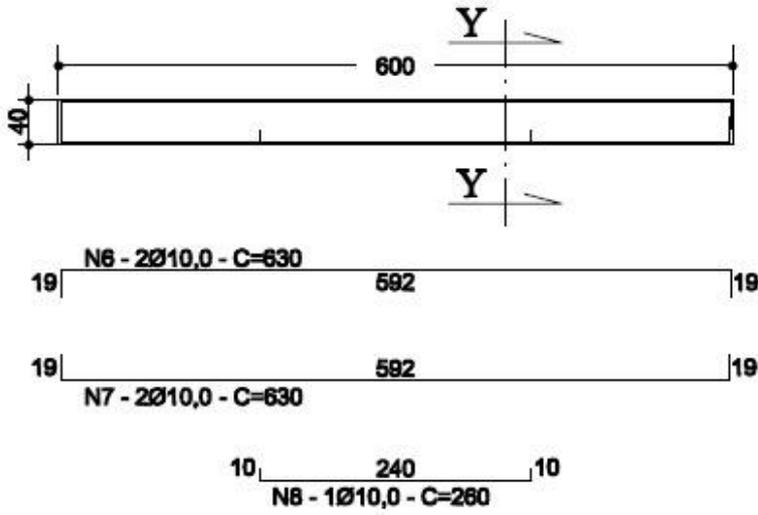


N14 - 40Ø26,3 C/10 - C=116



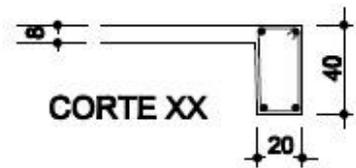
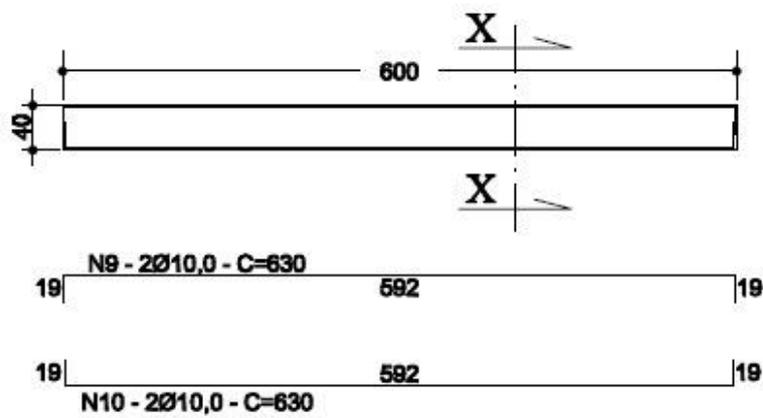
CORTE WW

VIGA - V1 (40x20) - VIGA SUPERIOR



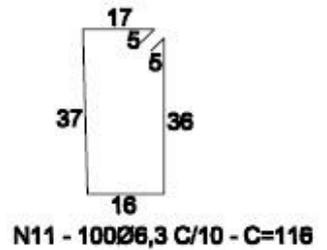
CORTE YY

VIGA - V2 (40x20) - VIGA INFERIOR



CORTE XX

ESTRIBO



N11 - 100Ø6,3 C/10 - C=116

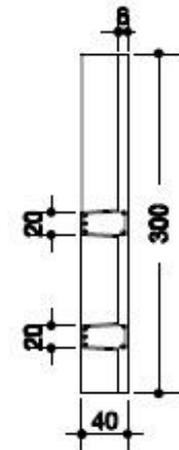
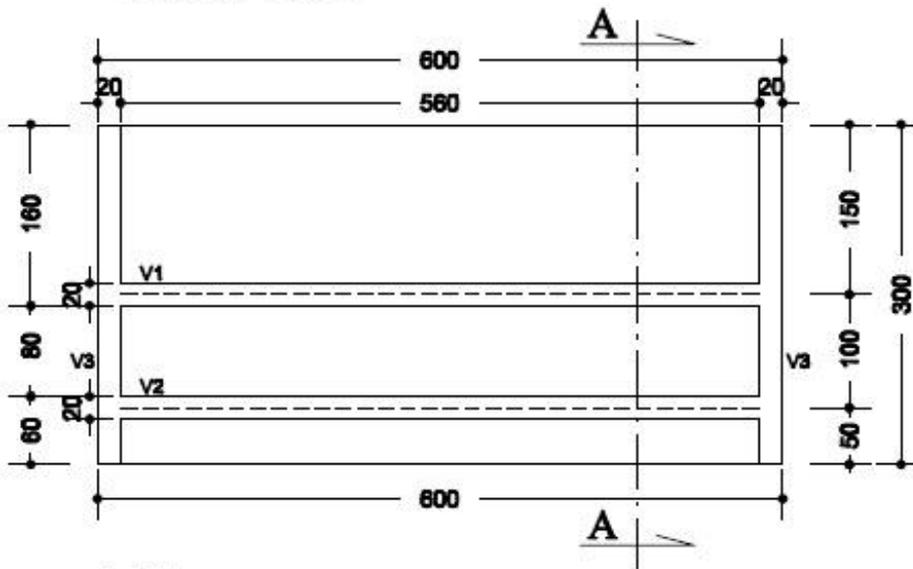
LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL PVBE				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	40	6,3	89,0
	2	50	6,3	297,0
	3	20	6,3	597,0
	6	02	10,0	630,0
	7	02	12,5	630,0
	8	01	10,0	260,0
	9	02	10,0	630,0
	10	02	16,0	630,0
	11	01	16,0	116,0
	12	06	6,3	116,0
	13	04	10,0	330,0
	14	04	10,0	116,0
	15	60	6,3	65,0
	16	06	20,0	75,0

RESUMO DOS PESOS	CA-50 (kg)				
	20,0	16,0	12,5	10,0	6,3
	10,1	20,64	12,60	25,56	67,37

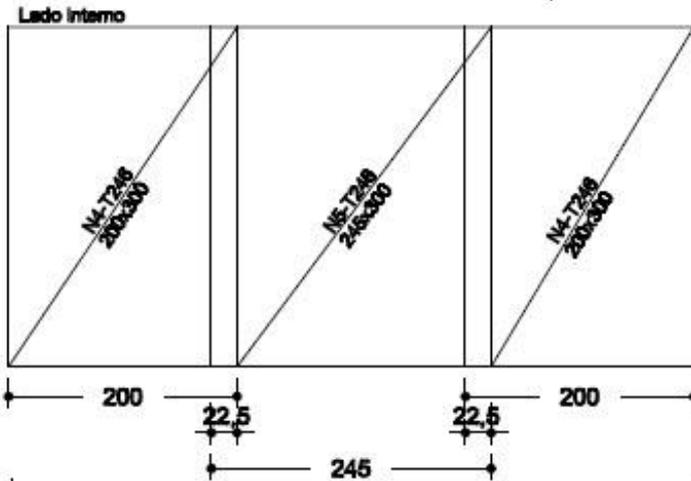
TABELA DE TELAS SOLDADAS					
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE	
PAINEL	CA-60	4	Q92	200x300	02
	CA-60	5	Q92	245x300	01
RESUMO					
TELA Q92			19,35m ²	28,64kg	
PESO TOTAL CA-60				166,27kg	

PAINEL PTTB

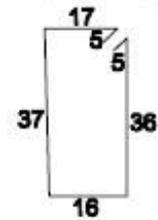
PAINEL - VTTB



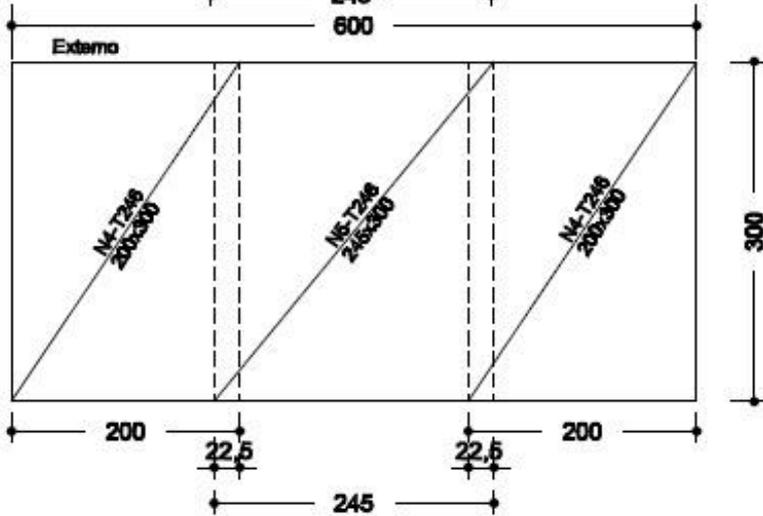
CORTE AA



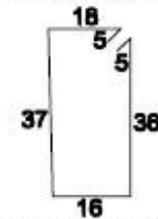
ESTRIBO (V3)



N12 - 50Ø6,3 C/12,5 - C=116

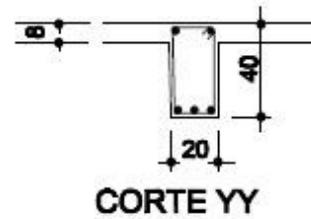
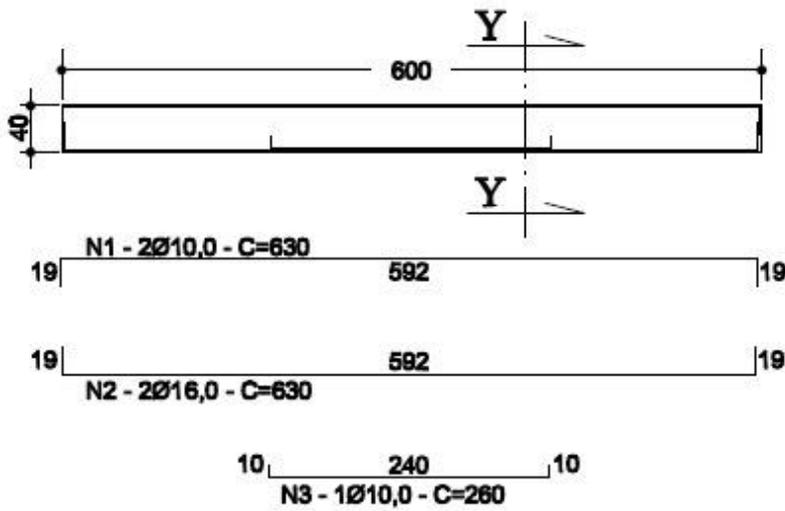


ESTRIBO (V1, V2)

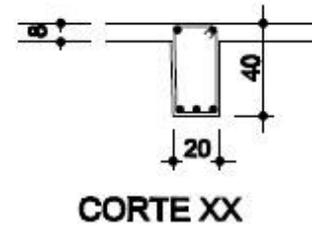
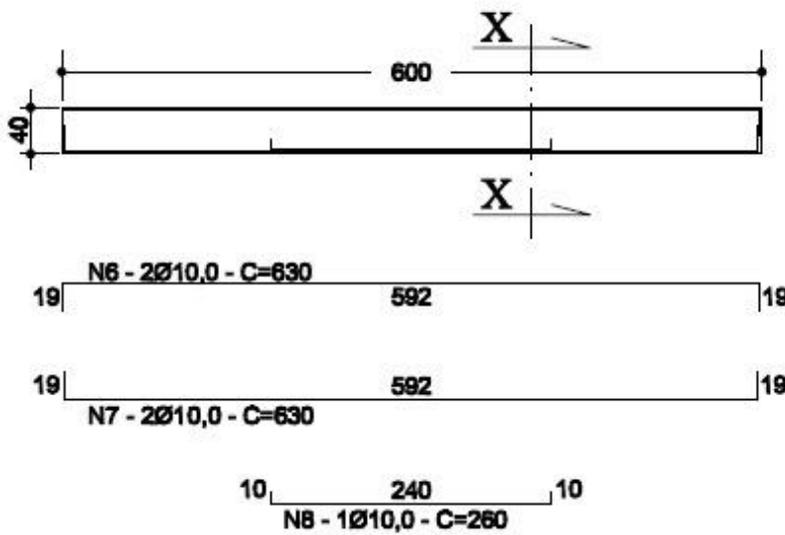


N13 - 90Ø6,3 C/12,5 - C=117

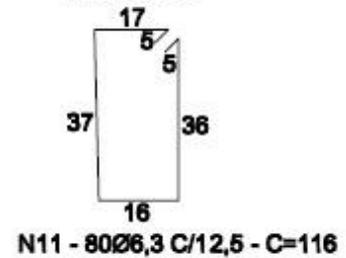
VIGA - V1 (40x20) - VIGA SUPERIOR



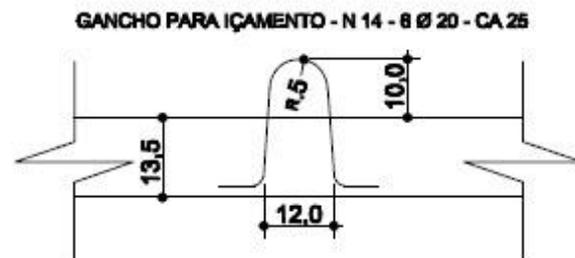
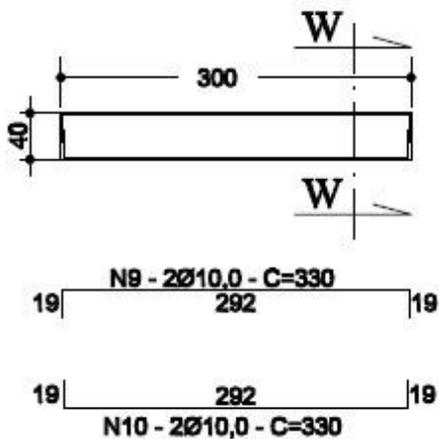
VIGA - V2 (40x20) - VIGA INFERIOR



ESTRIBO



VIGA - V3 (40x20) (2x) - VIGAS LATERAIS



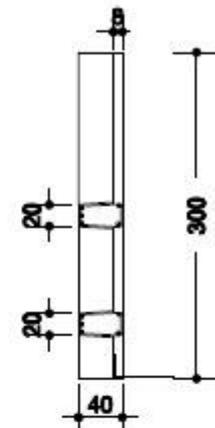
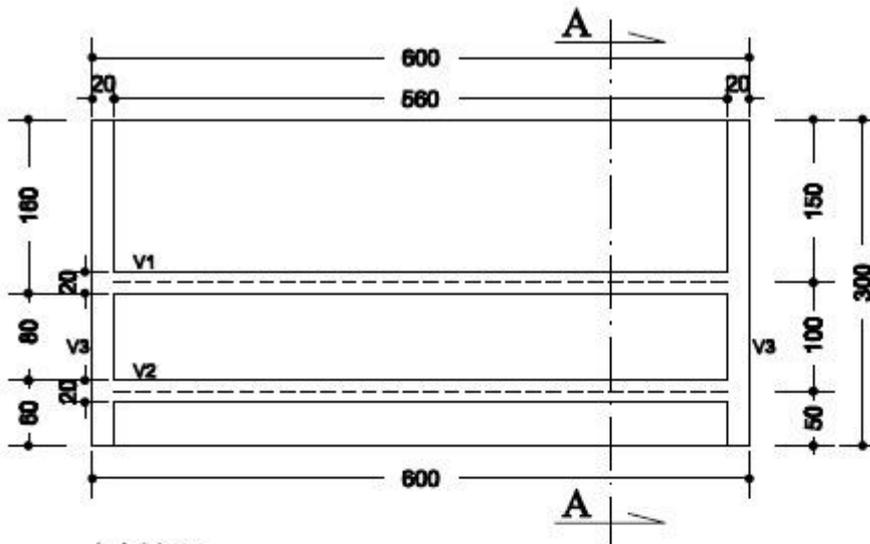
LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL VTTB				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	02	10,0	630,0
	2	02	16,0	630,0
	3	01	10,0	260,0
	6	02	10,0	630,0
	7	02	10,0	630,0
	8	01	10,0	260,0
	9	04	10,0	330,0
	10	04	10,0	330,0
	11	80	6,3	116,0
	12	50	6,3	116,0
	13	90	6,3	117,0
	14	06	20,0	75,0

RESUMO DOS PESOS	CA-50 (kg)			
	20,0	16,0	10,0	6,3
	10,1	19,53	31,81	64,03

TABELA DE TELAS SOLDADAS					
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE	
PAINEL	CA-80	4	T248	200x300	04
	CA-60	5	T246	245x300	02
RESUMO					
TELA T248			36,70m ²	102,17kg	
PESO TOTAL CA-50				125,47kg	

PAINEL PTTE

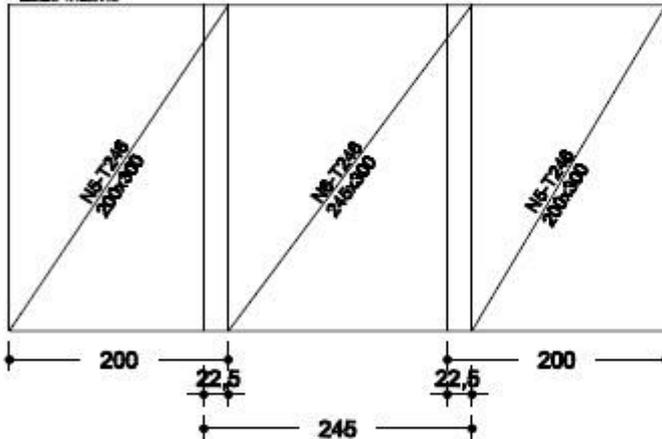
PANEL - VTTE



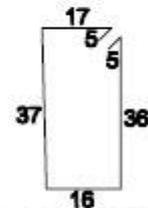
CORTE AA

$\frac{50}{50}$
N11 - 80 Ø 6,3 C/10 L=65,0

Lado interno

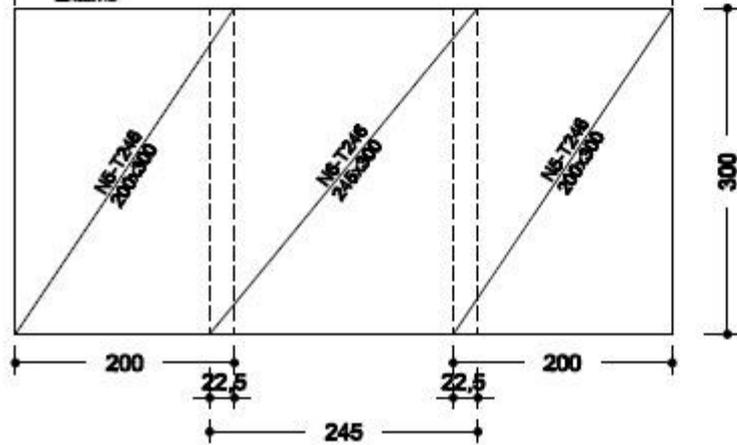


ESTRIBO (V3) (2x)

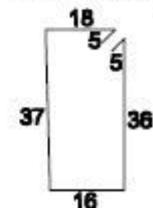


N9 - 50Ø6,3 C/12,5 - C=116

Extamo

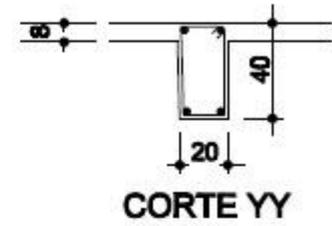
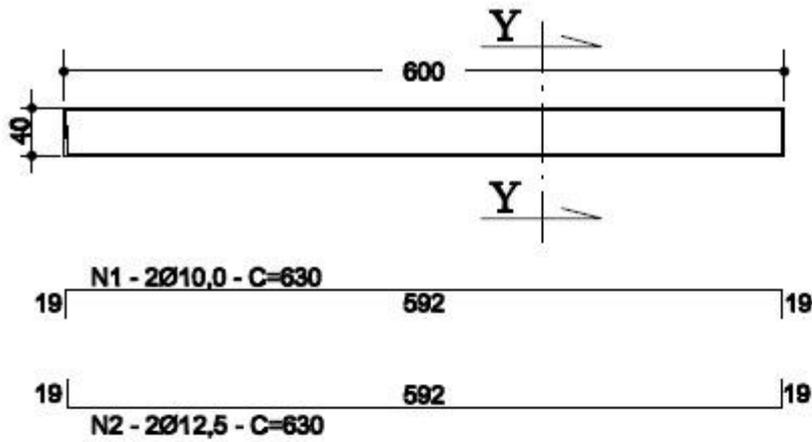


ESTRIBO (V1, V2)

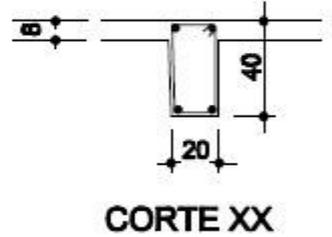
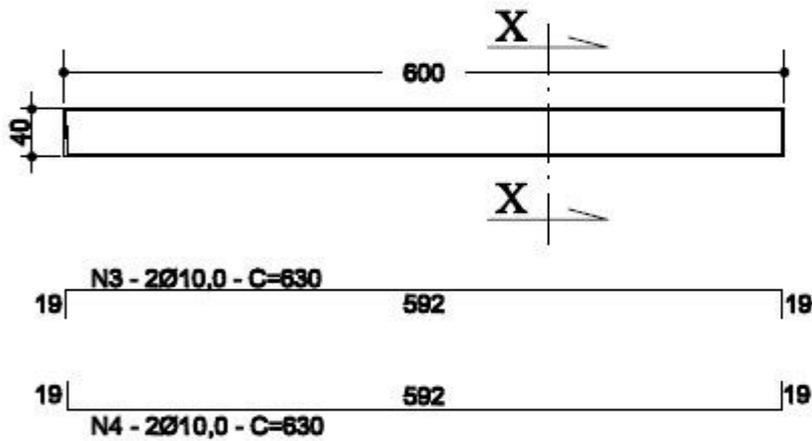


N10 - 90Ø6,3 C/12,5 - C=117

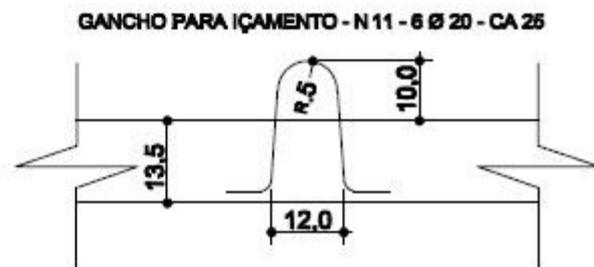
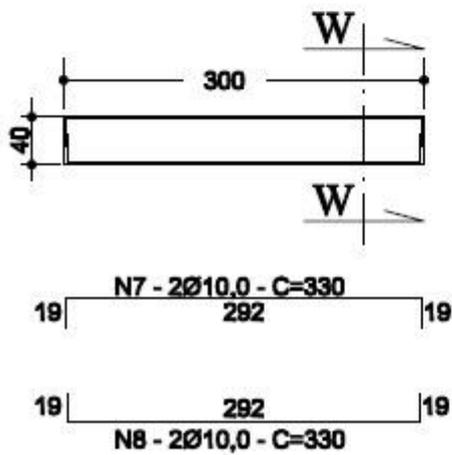
VIGA - V1 (40x20) - VIGA SUPERIOR



VIGA - V2 (40x20) - VIGA INFERIOR



VIGA - V3 (40x20) (2x) - VIGAS LATERAIS



LISTA DE ARMAÇÃO - PAINEL VTTE				
ELEMENTO	POSIÇÃO	QUANTIDADE	DIAM. (mm)	COMPR. (cm)
PAINEL	1	02	10,0	630,0
	2	02	12,5	630,0
	3	02	10,0	260,0
	4	02	10,0	630,0
	7	02	10,0	630,0
	8	02	10,0	260,0
	9	50	6,3	116,0
	10	80	6,3	117,0
	11	60	6,3	65,0

RESUMO DOS PESOS	CA-50 (kg)			
	20,0	12,5	10,0	6,3
	10,1	12,60	27,00	50,58

TABELA DE TELAS SOLDADAS				
TIPO	POS.	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (cm)	QUANTIDADE
PAINEL	5	T246	200x300	04
	6	T246	245x300	02
RESUMO				
TELA T246			38,70m ²	102,17kg
PESO TOTAL CA-50				100,28kg

ANEXO B

Neste anexo encontram-se as planilhas de Custo de Composição – Sintético, data de preço 04/2013, fornecido pela SINAPI – CEF, páginas 01, 96 e 97.

SINAPI - SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL

1 de 237

PCI.817.01 - CUSTO DE COMPOSIÇÕES - SINTÉTICO

DATA DE EMISSÃO: 09/05/2013 AS 12:26:49

ENCARGOS SOCIAIS SOBRE PREÇOS DA MÃO-DE-OBRA: 118,32% (HORA) 73,90% (MÉS)

DATA REFERÊNCIA TÉCNICA: 30/04/2013

ABRANGÊNCIA : NACIONAL

LOCALIDADE : SAO PAULO

REF. COLETA : MEDIANO

DATA DE PREÇO : 04/2013

SUMÁRIO

DADOS DO RELATÓRIO

NOME : PCI.817-01

DESCRIÇÃO : Custos de Composição Sintético

VERSÃO : 00

EMISSÃO : 09/05/2013 12:26:49

DADOS DA SOLICITAÇÃO

PROTOCOLO : 000175925

USUÁRIO : C080858 - DANILLO CABRAL

LOTAÇÃO : NACIONAL

PARÂMETROS :

ABRANGÊNCIA

: NACIONAL

LOCALIDADE

: SAO PAULO

VÍNCULO

: CAIXA REFERENCIAL

DATA DE PREÇO

: 01/04/2013

DATA DE RT

: 30/04/2013

NÍVEL DE PREÇO

: MEDIANO

ENCARGOS

: PADRÃO

CLASSES A SUPRIMIR

: NENHUMA

SINAPI - SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL

96 de 237

PCI.817.01 - CUSTO DE COMPOSIÇÕES - SINTÉTICO

DATA DE EMISSÃO: 09/05/2013 AS 12:26:49

DATA REFERÊNCIA TÉCNICA: 30/04/2013

ENCARGOS SOCIAIS SOBRE PREÇOS DA MÃO-DE-OBRA: 118,32% (HORA) 73,90% (MÊS)

ABRANGÊNCIA : NACIONAL

LOCALIDADE : SAO PAULO

REF. COLETA : MEDIANO

DATA DE PREÇO : 04/2013

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTO TOTAL
VÍNCULO.....: CAIXA REFERENCIAL			
73771/001	PROTENSÃO DE TIRANTES DE BARRA DE AÇO CA-50 EXCL MATERIAIS	UN	13,48
73942	ARMACAO AÇO CA-60 P/ ESTRUTURAS DE CONCRETO		
73942/001	ARMACAO DE AÇO CA-60 DIAM.7,0 A 8,0MM - FORNECIMENTO / CORTE (C/ PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCACAO.	KG	5,53
73942/002	ARMACAO DE AÇO CA-60 DIAM. 3,4 A 6,0MM.- FORNECIMENTO / CORTE (C/PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCACAO.	KG	6,27
73990	ARMACAO CA-50 P/1,0M3 DE CONCRETO		
73990/001	ARMACAO AÇO CA-50 P/1,0M3 DE CONCRETO	UN	412,94
73994	ARMACAO EM TELA SOLDADA		
73994/001	ARMACAO EM TELA SOLDADA Q-138 (AÇO CA-60 4,2MM C/10CM)	KG	5,74
74254	ARMACAO AÇO CA-50 P/ ESTRUTURAS DE CONCRETO		
74254/001	ARMACAO AÇO CA-50 DIAM.16,0 (5/8) A 25,0MM (1) - FORNECIMENTO/ CORTE (P ERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCACAO.	KG	5,11
74254/002	ARMACAO AÇO CA-50, DIAM. 6,3 (1/4) A 12,5MM(1/2) -FORNECIMENTO/ CORTE(PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCACAO.	KG	5,92
79504	TIRANTES		
79504/001	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM ROCHA C/ 6 FIOS AÇO DURO 8MM .	M	28,32
79504/002	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM ROCHA C/ 8 FIOS AÇO DURO 8MM .	M	32,94
79504/003	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM ROCHA C/10 FIOS AÇO DURO 8MM .	M	37,56
79504/004	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM ROCHA C/12 FIOS AÇO DURO 8MM .	M	42,19
79504/005	TIRANTE PROTENDIDO P/ ANCORAGEM EM SOLO C/ 6 FIOS AÇO DURO 8MM, INCL USIVE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA.	M	35,21
79504/006	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TERÇO LIVRE C/ 8 FIOS AÇO DU RO 8MM INCLUSIVE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA.	M	39,83
79504/007	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TERÇO LIVRE C/10 FIOS AÇO DU RO 8MM INCLUSIVE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA.	M	44,46
79504/008	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TERÇO LIVRE C/16 FIOS AÇO DU RO 8MM INCLUSIVE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA.	M	58,90

SINAPI - SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL

97 de 237

PCI.817.01 - CUSTO DE COMPOSIÇÕES - SINTÉTICO
 DATA DE EMISSÃO: 09/05/2013 AS 12:26:49
 ENCARGOS SOCIAIS SOBRE PREÇOS DA MÃO-DE-OBRA: 118,32% (HOBA) 73,90% (MÉS)
 ABRANGÊNCIA : NACIONAL
 LOCALIDADE : SAO PAULO
 DATA REFERÊNCIA TÉCNICA: 30/04/2013
 REF. COLETA : MEDIANO
 DATA DE PERÇO : 04/2013

CÓDIGO	D E S C R I Ç Ã O	UNIDADE	CUSTO TOTAL
VÍNCULO.....: CAIXA REFERENCIAL			
79504/009	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TRECHO ANCOR C/ 6 FIOS ACO DU M RO 8MM , INCLUSIVE PROTECAO ANTICORROSIVA.		67,28
79504/010	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TRECHO ANCOR C/ 8 FIOS ACO DU M RO 8MM , INCLUSIVE PROTECAO ANTICORROSIVA.		71,90
79504/011	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TRECHO ANCOR C/10 FIOS ACO DU M RO 8MM .		76,52
79504/012	TIRANTES P/PROTENSÃO E ANCORAGEM EM SOLO TRECHO ANCOR C/16 FIOS ACO DU M RO 8MM .		90,97
0043	CONCRETOS		
5652	CONCRETO NAO ESTRUTURAL, CONSUMO 150KG/M3, PREPARO COM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO	M3	197,27
6042	CONCRETO NAO ESTRUTURAL, CONSUMO 210KG/M3, PREPARO COM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO	M3	226,58
6045	CONCRETO FCK-15MPA, PREPARO COM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO	M3	274,82
40780	REGULARIZACAO DE SUPERFICIE DE CONC. APARENTE	M2	5,74
73406	CONCRETO FCK-15MPA (1:2,5:3) , INCLUIDO PREPARO MECANICO, LANÇAMENTO E ADEMSAMENTO.	M3	347,99
73972	CONCRETO C/ PREPARO MECANICO (BETONEIRA) NA OBRA		
73972/001	CONCRETO FCK-25MPA, VIRADO EM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO	M3	293,12
73972/002	CONCRETO FCK-20MPA, VIRADO EM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO	M3	283,83
73983	CONCRETO ARMADO FCK-15MPA (PREP.NA OBRA C/BETONEIRA) , INCLUSIVE IMPERMEABILIZANTE (ESTRUTURAS)		
73983/001	CONCRETO FCK-15MPA, VIRADO EM BETONEIRA, SEM LANÇAMENTO, COM IMPERMEAB ILIZANTE	M3	301,54
74004	CONCRETOS-INCLUI FORNECIMENTO, LANÇAMENTO NAS FORMAS, ADEMSAMENTO, DESEMPENO E PREPARO DAS JUNTAS DE CONCRETAGEM.		
74004/003	CONCRETO GROUT, PREPARADO NO LOCAL, LANÇADO E ADEMSADO	M3	352,04
74115	CONCRETO PARA LASTRO		

ANEXO C

Orçamentos para fabricação de formas metálicas para painéis.



FR VEN 013 - Rev.00
Orçamento de Estruturas Metálicas
Processo Vendas

TamoYO Tupã
Ref. Normativa: 7.2 Processos Relacionados a Clientes.
7.2.1 Determinação dos Requisitos
Relacionados ao Produto.
7.2.3 Comunicação com o Cliente.
1 de 1

Cliente:	JOSÉ ROBERTO RASI
Contato:	(14) 9795-4225
Cidade:	TUPÃ-SP
Local da Obra:	SÃO CARLOS - SP

Tipo de serviço:

FORMAS PARA PRODUÇÃO DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS EM CONCRETO

1 (uma) forma metálica 6,00 x 3,00m, desmontavel para produção de painéis em concreto em campo.
Fabricadas em chapa 3/16", Perfil "I" de 4" e "C" 3" x 3/16" - Aço ASTM A36
Peso: 386,00 kg - PaineL Liso H 13,8 cm

VALOR	R\$	6.021,60
-------	-----	----------

1 (uma) forma metálica 6,00 x 3,00m, desmontavel para produção de painéis em concreto em campo.
Fabricadas em chapa 3/16", Perfil "I" de 4" e "C" 3" x 3/16" - Aço ASTM A36
Peso: 572,00 kg - PaineL Vigas nas Bordas 20x40 cm

VALOR	R\$	8.923,20
-------	-----	----------

1 (uma) forma metálica 6,00 x 3,00m, desmontavel para produção de painéis em concreto em campo.
Fabricadas em chapa 3/16", Perfil "I" de 4" e "C" 3" x 3/16" - Aço ASTM A36
Peso: 572,00 kg - PaineL TT 20x40 cm

VALOR	R\$	8.923,20
-------	-----	----------

Tupã, 21 de MAIO 2013

Elaborado por: Marcelo Yano

Revisado por: Ricardo Raymundo

Aprovado por: Adriano Luiz Alves