

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA**

Parecer

Este exemplar corresponde a redação final da tese de Doutorado defendida por Eduardo Teixeira da Silva e aprovada pela Comissão Julgadora em 27 de abril de 1998. Campinas, 19 de junho de 1998.

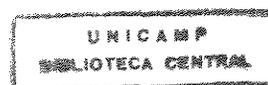
Wesley Jorge Freire  
Presidente da Banca

**ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS PARA SILOS  
QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO**

**EDUARDO TEIXEIRA DA SILVA**

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Wesley Jorge Freire**

Abril de 1998  
Campinas  
Estado de São Paulo  
Brasil



UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	Si38e
V. Es.	
TOMBO BC/	35005
PROC.	395/98
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	11/09/98
N.º CPD	

CM-00115893-5

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

Si38e Silva, Eduardo Teixeira da  
Elementos pré-moldados para silos quadrados de  
concreto armado / Eduardo Teixeira da Silva.--Campinas,  
SP: [s.n.], 1998.

Orientador: Wesley Jorge Freire.  
Tese (doutorado) - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Silos. 2. Construções rurais. 3. Produtos agrícolas -  
Armazenamento. 4. Concreto pré-moldado. I. Freire,  
Wesley Jorge. II. Universidade Estadual de Campinas.  
Faculdade de Engenharia Agrícola. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA**

**ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS PARA SILOS  
QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO**

**EDUARDO TEIXEIRA DA SILVA**

Tese apresentada a Faculdade de Engenharia Agrícola, da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Agrícola.

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Wesley Jorge Freire**

Abril de 1998  
Campinas  
Estado de São Paulo  
Brasil

## FOLHA DE APROVAÇÃO

AUTOR: Eduardo Teixeira da Silva

TÍTULO: ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS PARA SILOS QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO.

Tese defendida e aprovada em 27/04/1998, pela comissão julgadora:

---

Prof. Dr. Wesley Jorge Freire – Orientador  
Faculdade de Engenharia Agrícola - Universidade Estadual de Campinas

---

Prof. Dr. Carlito Calil Junior  
Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo

---

Prof. Dr. José Wallace Barbosa do Nascimento  
Centro de Ciência e Tecnologia – Universidade Federal da Paraíba

---

Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup>. Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva  
Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas

---

Prof.<sup>a</sup>. Dr.<sup>a</sup>. Raquel Gonçalves Tanaami  
Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas

---

## *DEDICATÓRIA*

*A DEUS, pela fé concedida em todos momentos;*

*À minha esposa, Marise, meus filhos, Luiz Eduardo e André, pela paciência, estímulo e incansável compreensão, me perdoando pelo tempo deles roubado;*

*À minha querida mãe Manoelina e meu pai Ely meus eternos mestres;*

*À minha tia Odete pelo eterno carinho.*

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Wesley Jorge Freire, pela confiança, orientação, amizade e sinceridade, desde o início do mestrado.

Ao Professor Dr. Carlito Calil Júnior, pela orientação, amizade, incentivo e por ser o maior culpado pela minha mais nova paixão: “silos”.

Ao Professor Dr. José Wallace B. Nascimento, pela amizade, apoio, incentivo e sugestões durante a realização deste trabalho.

À Professora Dr<sup>a</sup> Raquel G. Tanaami, pelo apoio durante o desenvolvimento deste trabalho.

À Professora Dr<sup>a</sup> Maria Cecília A. T. da Silva, pelo apoio durante a etapa final de desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Paulo Ademar Martins Leal, pela colaboração, atenção e amizade.

Ao Professor Dr. Jefferson Libório, do Departamento de Construção Civil da EESC, – USP, pelo apoio técnico e sugestões durante a realização dos trabalhos.

À Universidade Federal do Paraná, Setor de Ciências Agrárias, Departamento de Engenharia e Tecnologia Rural, por haver concedido a oportunidade para realização deste trabalho, em especial ao colega Jorge Moretti “Véio”.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior (CAPES), pela Bolsa de Estudos concedida.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado De São Paulo (FAPESP), pela concessão do auxílio financeiro para realização deste trabalho.

Ao Departamento de Construções Rurais da Faculdade de Engenharia Agrícola, da UNICAMP, pelo apoio concedido.

Ao Sr. Sílvio Antônio Ferro e ao Sr. José Francisco Nascimento, pela colaboração na realização dos ensaios e testes em laboratório.

Aos amigos Ricardo R. Martins e Luís Otávio N. da Silva, pela convivência, apoio e incentivo durante a realização dos trabalhos.

À Aninha (The Best), Marta, Vanessa, Dayse e Tânia, pela atenção, carinho e amizade que sempre me dedicaram.

Aos funcionários do Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), pela colaboração, atenção e amizade.

Ao amigo e colega de tantas idas e vindas, Renato Badiale, o apoio e orientação na utilização do SAP-90.

Ao amigo João Bergamo, pela convivência, apoio, incentivo e a realização dos desenhos e fotos.

Aos meus grandes e sinceros amigos Sr. João Caetano e Nilza, pela atenção, carinho e amizade que sempre me dedicaram.

## ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	vii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS.....	x
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xvi
1 - INTRODUÇÃO.....	1
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Situação da cultura do milho.....	5
2.2 Armazenamento de grãos: milho.....	7
2.3 Armazenamento ao nível de pequena propriedade agrícola.....	9
2.4 Sistema de armazenagem: a situação brasileira.....	13
2.5 Silos retangulares pré-moldados de concreto.....	14
2.6 Avaliação de formas para silos pré-moldados de concreto.....	23
3 - ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO.....	26
3.1 Considerações.....	26
3.2 Normas utilizadas.....	28
3.3 Projeto estrutural.....	28
3.4 Especificações de matérias-primas.....	29
3.4.1 Especificações .....	29
3.4.2 Concreto.....	29
3.4.2.1 Especificações .....	29

3.4.2.2	Constituintes .....	30
3.4.2.3	Aditivos .....	30
3.4.2.4	Propriedades .....	30
3.4.2.5	Resistência mecânica .....	30
3.4.2.6	Dosagem.....	31
3.4.2.7	Controle tecnológico.....	31
3.4.2.8	Verificação da trabalhabilidade.....	31
3.4.2.9	Verificação da resistência mecânica .....	31
3.4.3	Cimento.....	32
3.4.4	Agregados.....	32
3.4.5	Aços.....	33
3.4.6	Água.....	33
4 -	<b>SILOS DE CONCRETO ARMADO: RECOMENDAÇÕES PRÁTICAS PARA PROJETOS E CONSTRUÇÃO.....</b>	<b>35</b>
4.1	Introdução.....	35
4.2	Definições.....	35
4.3	Materiais.....	36
4.4	Requisitos básicos para a construção.....	36
4.4.1	Qualidade do concreto.....	36
4.4.2	Concretagem.....	36
4.4.3	Cura e proteção.....	37
4.4.4	Detalhes e localização de armaduras.....	37
4.4.5	Fôrmas.....	37
4.4.6	Proteção de superfícies.....	37
4.4.7	Tolerâncias.....	38
4.5	Dimensionamento.....	38
4.5.1	Geral.....	38
4.5.1.1	Cargas.....	38
4.5.1.2	Dimensões mínimas (espessura).....	39
4.5.1.3	Coeficientes.....	39

4.5.2	Detalhes e posicionamento das armaduras.....	39
4.5.2.1	Paredes.....	39
4.5.2.1.1	Armadura horizontal.....	39
4.5.2.1.2	Armadura vertical.....	41
4.5.2.1.3	Estribos.....	41
4.5.2.1.4	Arranques.....	42
4.5.2.1.5	Transpasse.....	42
4.5.2.1.6	Armaduras nas aberturas de parede.....	43
4.5.2.1.6.1	Aberturas na zona de pressão.....	43
4.5.2.1.6.2	Aberturas abaixo da zona de pressão.....	44
4.5.2.1.6.3	Extensão das barras.....	44
4.5.2.1.6.4	Aberturas múltiplas.....	45
4.5.2.1.6.5	Afastamento vertical.....	45
4.5.2.1.6.6	Tensões térmicas.....	45
4.5.2.1.6.7	Pilares.....	46
4.5.2.1.6.8	Misulas.....	46
4.5.2.2	Fundos.....	46
4.5.2.2.1	Tremonhas cônicas.....	46
4.5.2.2.2	Tremonhas piramidais.....	47
4.5.2.2.3	Fundos planos.....	48
5	<b>AÇÕES EM SILOS VERTICAIS E SUAS COMBINAÇÕES.....</b>	<b>49</b>
5.1	Ações permanentes.....	49
5.2	Ações variáveis.....	50
5.3	Ações excepcionais.....	50
5.4	Determinação das ações variáveis normais devido ao produto armazenado	50
5.4.1	Densidade do produto armazenado.....	51
5.4.2	Ângulo de atrito com a parede.....	51
5.4.3	Efetivo angulo de atrito interno.....	51
5.4.4	Consistência das propriedades físicas dos produtos.....	51
5.4.5	Pressões nas paredes dos silos.....	51

5.4.6	Ações em contenções laterais.....	52
5.4.7	Cargas nos elementos estruturais internos nos silos.....	52
5.4.8	Pressão ou sucção interna de gás.....	52
5.4.9	Ação do vento.....	52
5.5	Determinação das ações variáveis especiais.....	53
5.5.1	Diferencial de temperatura.....	53
5.5.2	Ações devido à expansão do produto armazenado.....	54
5.6	Determinação das ações excepcionais.....	55
5.6.1	Ações de impacto de veículos.....	55
5.6.2	Pressão causada pela explosão interna.....	55
5.7	Combinação das ações.....	56
5.8	Fatores das ações.....	56
6	<b>RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE FLUXO E DE AÇÕES EM SILOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO.....</b>	<b>61</b>
6.1	Propriedades dos produtos armazenados.....	62
6.2	Tipo de fluxo.....	63
6.3	Pressões em silos de concreto.....	68
6.3.1	Campo de aplicação das normas.....	68
6.3.2	O valor de K (relação entre as pressões horizontal e vertical).....	69
6.3.3	Pressões de carregamento.....	70
6.3.4	Pressões adicionais em silos com fluxo de massa (DIN-1055).....	73
6.3.5	Pressões devido a descarga excêntrica.....	73
6.3.6	Pressões sobre o fundo e tremonha.....	75
7	<b>DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DO MILHO PARA PROJETO DE FLUXO E DE PRESSÕES EM SILOS QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>78</b>
7.1	Metodologia.....	78
7.1.1	Granulometria .....	81
7.1.2	Teor de umidade.....	81
7.1.3	Densidade em função da consolidação .....	82

7.1.4 Determinação simplificada do IYL .....	82
7.1.5 Ângulo de atrito interno.....	83
7.1.6 Efetivo ângulo de atrito interno.....	83
7.1.7 Tensão máxima de consolidação .....	84
7.1.8 Resistência ao deslizamento.....	84
7.2 Ensaio realizados.....	84
7.3 Determinação lugar geométrico de deslizamento com a parede (IWYL)....	85
8 – ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS QUE COMPÕEM OS SILOS MODULARES DE CONCRETO ARMADO.....	87
8.1 Dimensionamento das paredes do silo pelo método de RAVENET (1992).....	89
8.1.1 Cálculo das paredes.....	89
8.2 Dimensionamento das paredes do silo pelo método de REIMBERT (1971).....	90
8.3 Determinação dos esforços de tração nas paredes verticais dos silos.....	92
8.4 Determinação dos momentos fletores nas paredes de silos multicelula res.....	95
8.4.1 Momentos nos cantos das paredes.....	95
8.4.2 Momento fletor no meio do vão das paredes.....	95
8.5 Determinação dos momentos fletores nas paredes de silos com forma retangular segundo, GRAY (1973).....	96
8.5.1 Células quadradas isoladas.....	96
8.5.2 Células retangulares isoladas.....	96
8.5.3 Células múltiplas.....	98
8.5.4 Caso geral para três células múltiplas.....	104
8.6 Análise estrutural dos pilares em silos elevados, segundo CALIL <i>et al.</i> (1997).....	107
8.6.1 Ações atuantes nos pilares.....	107
8.6.2 Esforços nos pilares entre as células dos silos multicelulares.....	108
8.6.2.1 Pilares de canto (Tipo C <sub>1</sub> ).....	108

8.6.2.2 Pilares de Bordas (Tipo C <sub>2</sub> ).....	108
8.6.2.3 Pilares de Centro (Tipo C <sub>3</sub> ).....	109
8.6.3 Forças axiais nos pilares sob cargas verticais.....	109
8.6.4 Momento fletor nos pilares sob ação do vento.....	112
8.6.4.1 Pilares de sustentação com apoio articulado.....	113
8.6.4.2 Pilares de sustentação engastadas.....	114
8.6.5 Método simplificado para cálculo de pilares de sustentação de silos prismáticos GRAY (1973).....	114
8.6.5.1 Uma linha de pilares.....	115
8.6.5.2 Duas linhas de pilares.....	116
8.6.5.3 Pórtico com três ou mais linhas de pilares.....	119
<b>9 – ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS</b>	
<b>PARA SILOS QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>121</b>
9.1 Materiais e métodos.....	121
9.1.1 Determinação dos modelos de silos.....	121
9.1.2 Dimensionamento dos elementos utilizados.....	125
9.1.2.1 Espessura dos elementos.....	125
9.1.2.2 Armadura utilizada nos elementos.....	125
9.1.2.3 Traço do concreto utilizado nos elementos.....	126
9.1.3 Formas utilizadas para construção dos elementos .....	127
9.1.4 Encaixes utilizados nos elementos.....	127
9.1.5 Construção dos elementos.....	129
9.1.6 Determinação dos pontos para instrumentação dos elementos.....	132
9.1.7 Sistema de aquisição de dados.....	134
9.1.8 Extensômetros elétricos de resistência .....	135
9.1.9 Transdutores diferenciais.....	137
9.1.10 Carregamento utilizado.....	138
9.1.11 Procedimento experimental de carregamento dos elementos.....	144
9.1.12 Determinação da resistência à compressão e do módulo de defor mação .....	146

10 - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	148
10.1 Propriedades físicas do milho.....	148
10.1.1 Granulometria.....	148
10.1.2 Propriedades físicas do milho.....	148
10.2 Análise teórica e experimental dos elementos pré-moldados.....	149
10.2.1 Tensões.....	150
10.2.1.1 Tensões em um elemento (1,5 e 2,0m).....	150
10.2.1.2 Tensões em dois elementos encaixados (1,5 e 2,0m).....	152
10.2.2 Deslocamentos.....	155
10.2.2.1 Deslocamentos em um elemento (1,5 e 2,0m).....	155
10.2.2.2 Deslocamentos em dois elementos encaixados (1,5 e 2,0m).....	157
10.3 Resistência à compressão e módulo de deformação.....	159
11 CONCLUSÕES.....	161
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	164
ANEXO-A .....	168
ANEXO-B.....	174
GLOSSÁRIO.....	176

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	Evolução da capacidade armazenadora, em milhões de toneladas (WEBER, 1995).....	9
FIGURA 2.2	Unidades pré-moldadas e ligações para formar células retangulares.....	18
FIGURA 2.3	Corte transversal em um silo multicelular.....	19
FIGURA 2.3 (a)	Ligações entre duas unidades quadradas.....	19
FIGURA 2.3 (b)	Ligações entre placas e unidades quadradas.....	19
FIGURA 2.4 (a)	As tremonhas são concluídas após os elementos das paredes serem colocados.....	21
FIGURA 2.4 (b)	Colocação final da camada de elementos pré-moldados.....	21
FIGURA 2.5 (a)	Furos nos elementos para o pós-tensionamento através de cabos.....	21
FIGURA 2.5 (b)	Seqüência de montagem dos elementos onde a área vertical de contato tem momento zero.....	21
FIGURA 2.6	Dimensões da seção transversal do elemento.....	22
FIGURA 2.7	Empilhamento dos elementos das paredes dos silos de seção cruz. ....	22
FIGURA 2.8	Esforço versus número de lados para seção transversal formando polígonos.....	24
FIGURA 4.1	Definição das zonas de pressão.....	40
FIGURA 4.2	Posicionamento da armadura horizontal na parede.....	40

FIGURA 4.3	Duas camadas de armadura horizontal nas interseções.....	41
FIGURA 4.4	Comprimento de espaçamento de traspases.....	42
FIGURA 4.5	Armadura horizontal na altura da zona de pressão.....	43
FIGURA 4.6	Armadura vertical na abertura na zona de pressão.....	44
FIGURA 4.7	Extensão das barras em qualquer abertura.....	44
FIGURA 4.8	Aberturas múltiplas.....	45
FIGURA 4.9	Afastamento vertical da armadura horizontal.....	45
FIGURA 4.10	Anel de rigidez.....	47
FIGURA 4.11	Interseções nas tremonhas piramidais.....	47
FIGURA 6.1	Tipos de fluxo.....	66
FIGURA 6.2 (a)	Limites para fluxo tipo massa e funil (tremonha cônica).....	67
FIGURA 6.2 (b)	Limites para fluxo tipo massa e funil (tremonha em cunha).....	67
FIGURA 6.3	Dimensões para silos utilizando as equações de Reimbert's e Janssen.....	72
FIGURA 6.4	Pressão adicional – fluxo de massa.....	74
FIGURA 6.5	Pressão sobre as paredes da tremonha devido ao produto armazenado.....	76
FIGURA 6.6	Pressão normal às paredes da tremonha devido ao produto sobre a tremonha .....	77
FIGURA 7.1	Vista do aparelho de cisalhamento de Jenike.....	80
FIGURA 7.2	Vista do aparelho registrador de tensões.....	81
FIGURA 7.3	Lugar geométrico de deslizamento.....	83
FIGURA 7.4	Lugar geométrico de deslizamento com a parede e ângulo de atrito com a parede.....	86
FIGURA 8.1	Modelo de parede de silo quadrado de concreto proposto por RAVENET (1992).....	89

FIGURA 8.2	Ábacos para determinação da espessura e armação das parede de silos.....	93
FIGURA 8.3	Forças de tração atuantes em silos multicelulares.....	94
FIGURA 8.4	Esquema de diagrama de momentos fletores em silos retangulares.....	96
FIGURA 8.5	Distribuição de momentos e rotação nos cantos das paredes (GRAY, 1973).....	97
FIGURA 8.6	Silo multicelular com diagrama de momentos e rotação nos cantos das paredes (GRAY, 1973).....	100
FIGURA 8.7	Silo multicelular em linha com diagrama de momentos e rotação nos cantos das paredes (GRAY, 1973).....	101
FIGURA 8.8	Silo multicelular com células carregadas alternadamente (GRAY 1973).....	103
FIGURA 8.9	Esquema de propagação de momentos, devido à célula cheia no centro de silos multicelulares (GRAY, 1973).....	104
FIGURA 8.10	Silo multicelular com seções de paredes diferentes (GRAY, 1973).....	106
FIGURA 8.11	Tipos de pilares existentes em silos multicelulares (CALIL et al. 1997).....	110
FIGURA 8.12	Tipos de pilares de sustentação e suas respectivas áreas de influência (CALIL et al. 1997) .....	110
FIGURA 8.13	Excentricidade da carga vertical devido a ação do vento (CALIL et al. 1997).....	111
FIGURA 8.14	Pilares de sustentação articulados para silos multicelulares (CALIL et al. 1997).....	113
FIGURA 8.15	Pilares de sustentação engastados (CALIL et al. 1997).....	115
FIGURA 8.16	Caso mais simples de colunas de sustentação em linha (GRAY, 1973).....	116
FIGURA 8.17	Caso de duas linhas de pilares de sustentação articulados (GRAY, 1973).....	117

FIGURA 8.18	Pilares de sustentação engastados com elementos horizontais com os respectivos pontos de inflexão (GRAY, 1973).....	118
FIGURA 8.19	Pórtico com três linhas de pilares (GRAY, 1973).....	120
FIGURA 9.1	Silo com forma poligonal quadrada.....	122
FIGURA 9.2	Construção de um silo multicelular com forma poligonal quadrada.....	122
FIGURA 9.3	Modelo de silo utilizado com 4 células de 10 elementos (200 x 50 cm).....	123
FIGURA 9.4	Modelo de silo utilizado com 4 células de 17 elementos (150 x 50 cm).....	124
FIGURA 9.5	Vista frontal dos modelos de células utilizadas.....	125
FIGURA 9.6	Armadura utilizada nos elementos.....	126
FIGURA 9.7	Fôrmas utilizadas sendo molhadas antes da concretagem.	127
FIGURA 9.8	Formas de compensado resinado e detalhe do encaixe utilizado.....	128
FIGURA 9.9	Detalhe dos encaixes utilizados nos elementos.....	128
FIGURA 9.10	Detalhe dos encaixes dos elementos.....	129
FIGURA 9.11	Croquis dos elementos utilizados nos ensaios.....	130
FIGURA 9.12	Corte transversal no elemento e dimensões dos encaixe...	130
FIGURA 9.13	Vibração mecânica do concreto.....	131
FIGURA 9.14	Vista da superfície do concreto.....	131
FIGURA 9.15	Elemento com strain gauges colados nos pontos pré-estabelecidos.....	133
FIGURA 9.16	Malha de pontos para colagem dos strain gauges e instalação dos medidores de deslocamentos.....	133
FIGURA 9.17	Malha de pontos para colagem dos strain gauges e instalação dos medidores de deslocamentos.....	134
FIGURA 9.18	Sistema de aquisição de dados.....	135
FIGURA 9.19	Superfície do elemento com strain gauges colado.....	136

FIGURA 9.20	Strain gauges colado no elemento e protegido por pasta de silicone.....	136
FIGURA 9.21	Strain gauges colados nos elementos.....	137
FIGURA 9.22	LVDT's instalados na parte inferior dos elementos.....	137
FIGURA 9.23	Esquema de carregamento utilizado nos ensaios.....	138
FIGURA 9.24	Dois elementos sendo posicionados para ensaio .....	139
FIGURA 9.25	Detalhe dos encaixes entre elementos.....	139
FIGURA 9.26	Instalação dos medidores de deslocamento na parte inferior da viga que representa a parede externa do silo....	140
FIGURA 9.27	Preparação para o carregamento; à direita papelão sob a viga e, à esquerda, na seqüência, a chapa de compensado.....	140
FIGURA 9.28	Montagem do carregamento: sob a chapa de compensado foram colocados caibros de madeira.....	141
FIGURA 9.29	Sob os caibros, pequenas vigas de madeira apoiadas sobre roletes de aço.....	141
FIGURA 9.30	Detalhe dos roletes de aço.....	142
FIGURA 9.31	Sob as vigas de madeira, perfis metálicos.....	142
FIGURA 9.32	Seqüência da montagem: esquema de carregamento do elemento.....	143
FIGURA 9.33	Vista lateral do carregamento realizado para ensaio com um elemento.....	143
FIGURA 9.34	Vista lateral do carregamento realizado para ensaio com dois elementos.....	144
FIGURA 9.35	Dois elementos sendo preparados para ensaio de flexo-tração.....	145
FIGURA 9.36	Monitoramento do ensaio.....	146
FIGURA 9.37	Amostras retiradas do concreto par ensaio de compressão	147
FIGURA 10.1	Tensões determinadas em um elemento de 1,5m de vão...	151
FIGURA 10.2	Tensões determinadas em um elemento de 2,0m de vão...	152

FIGURA 10.3	Tensões determinadas em dois elementos encaixados de 1,5m de vão.....	153
FIGURA 10.4	Tensões determinadas em dois elementos encaixados de 2,0m de vão.....	154
FIGURA 10.5	Deslocamentos medidos para um elemento de 1,5m de vão.....	156
FIGURA 10.6	Deslocamentos medidos para um elemento de 2,0m de vão.....	156
FIGURA 10.7	Deslocamentos medidos em dois elementos encaixados de 1,5m de vão.....	157
FIGURA 10.8	Deslocamentos medidos em dois elementos encaixados de 2,0m de vão.....	158

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	Estimativa de suprimento (FORNESE, 1995).....	6
TABELA 2.2	Consumo de milho por atividade no Brasil, safra 1990-95 (FORNESE, 1995).....	6
TABELA 2.3	Tipos de armazenagem praticada nas pequenas propriedades do Rio Grande do Sul (EMATER, 1992).....	10
TABELA 2.4	Comparação do armazenamento a granel em fazendas em vários países exportadores de grãos (TEIXEIRA, 1989).....	11
TABELA 2.5	Unidades pré-moldadas para silos multicelulares de seção quadrada (SAFARIAN & HARRIS, 1985).....	20
TABELA 3.1	Características mecânicas das barras de aço (RODRIGUES LIMA).....	34
TABELA 3.2	Características desejáveis para água de amassamento (RODRIGUES LIMA).....	34
TABELA 5.1	Emprego dos limites dos ângulos de atrito, atrito do produto com a parede e a relação da pressão horizontal e vertical (K) (AS 3774, 1990).....	53
TABELA 5.2	Classificação e combinação das ações segundo a AS 3774.	58
TABELA 5.3	Classificação e combinação das ações segundo SAFARIAN & HARRIS (1984).....	60
TABELA 5.4	Coefficiente de ponderação dos estados limites últimos, para utilização em projetos de silos, em função do tipo de ação (AS 3774).....	60

TABELA 6.1	Propriedades dos produtos armazenados ACI 313 (1983)...	63
TABELA 6.2	Raio hidráulico para suas respectivas seções transversais...	69
TABELA 7.1	Níveis de cargas utilizados nos ensaios .....	85
TABELA 8.1	Esquema de disposição de silos multicelulares e relação entre o número de paredes e células (RAVENET, 1992).....	58
TABELA 10.1	Granulometria do milho utilizado.....	148
TABELA 10.2	Propriedades físicas do milho utilizado.....	149
TABELA 10.3	Valores médios determinados para a resistência à compressão .....	159

.....

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
AS	- Australian Standard
BMHM	- British Materials Handling Board – Norma Britânica
EMBRAPA	- Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
CEB	- Comité-Euro-Internacional du Béton
CIBRAZEM	- Companhia Brasileira de Armazenamento
DIN	- Deutsches Institut für Normung – Norma Alemã
FIP/ISO	- Federation Internationale de la Précontrainte – Norma Européia
IBGE	- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LVDT	- Linear Variable Differential Transformer
NBR	- Norma Brasileira Registrada
PCI	- Prestressed Concrete Institute
SNBATI	- Sindicato Nacional del Hormigón Armado y Técnicas Industrializadas
USA	- United State of América

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	área
A	Abcissa característica método de Reimbert's
a	lado menor de um silo retangular
a'	comprimento do lado de um silo retangular imaginário
b	lado maior de um silo retangular
A <sub>c</sub>	seção da armadura de compressão
A <sub>s</sub>	taxa de armadura
A <sub>t</sub>	seção da armadura à tração
b <sub>R</sub>	altura da parede do silo
C <sub>b</sub>	coeficiente de sobrepressão em silo com descarga excêntrica
C <sub>d</sub>	coeficiente de sobrepressão
C <sub>sw</sub>	coeficiente de sobrepressão devido a expansão do produto
C <sub>R</sub>	abscissa característica do método de Reimbert
D	diâmetro do silo
d <sub>c</sub>	diâmetro do círculo de área equivalente inscrito no silo
d <sub>C-T</sub>	distancia da borda superior a armadura a tração
d'	recobrimento do concreto na armadura à compressão
d	recobrimento do concreto na armadura à tração
d <sub>p</sub>	distancia entre pilares
E	módulo de elasticidade do material
e	espessura
e <sub>v</sub>	afastamento vertical
F	força atuante devido à ação do vento
F <sub>c</sub>	força atuante nos pilares
F <sub>r</sub>	força de atrito
h <sub>c</sub>	altura do cone de produto formado no interior do silo
K	relação entre as pressões horizontal e vertical
k <sub>n</sub>	Coeficientes utilizados por Gray
H <sub>t</sub>	distância da borda superior da seção à armadura de tração
H	altura do corpo do silo
H'	altura útil da seção
h <sub>s</sub>	altura da cunha formada por produto dentro do silo
I	momento de inércia
I <sub>a</sub>	momento de inércia na parede de lado "a"
I <sub>b</sub>	momento de inércia na parede de lado "b"

$K$	relação entre as pressões horizontal e vertical
$K_{sw}$	relação entre as pressões horizontal e vertical
$L_T$	transpasse
$L_R$	comprimento da parede, RAVENET (1992)
$l_H$	extensão da barras horizontais
$l_v$	extensão da barra vertical
$M$	momento fletor
$M_a$	momento fletor na parede de lado “a”
$M_b$	momento fletor na parede de lado “b”
$M_c$	momento fletor nos cantos das paredes
$M_R$	momento resultante
$N$	força axial no pilar
$N'$	força axial devido ao peso próprio da estrutura e ao peso do produto armazenado
$N_{ten}$	somatório das ações de atrito vertical nas paredes
$n$	relação entre módulo de elasticidade da armadura e do concreto
$P$	ponto indicativo de posição
$p$	pressão estática lateral
$P_{ap}$	força axial atuante nos pilares
$Ph_{da}$	pressão horizontal de descarga na parede de lado menor “a”
$Ph_{db}$	pressão horizontal de descarga na parede de lado maior “b”
$P_{ha}$	pressão horizontal na parede de lado menor “a”
$P_{hb}$	pressão horizontal na parede de lado maior “b”
$P_{u_m}$	peso úmido da amostra de milho
$P_{s_m}$	peso seco da amostra de milho
$P_s$	pressões adicionais em silos com fluxo de massa
$Ph$	pressão horizontal definida por Gray
$p$	pressão horizontal
$P_{hc}$	pressão horizontal de carregamento
$P_{hd}$	pressão horizontal de descarregamento
$P_n$	pressão normal às paredes da tremonha
$P_{no}$	pressão normal às paredes da tremonha, devido ao produto sobre a linha de transição do corpo do silo
$P_{nu}$	pressão normal às paredes da tremonha, devido ao produto sobre a linha de transição da tremonha
$P_{máx}$	pressão estática máxima
$P_{q,sw}$	tração vertical nas paredes devido a expansão do produto
$P_{s_m}$	peso seco da amostra de milho
$P_{sw}$	pressão horizontal devido a expansão do produto
$P_{u_m}$	peso úmido da amostra de milho
$P_v$	pressão vertical
$P_{vc}$	pressão vertical de carregamento
$P_{vd(z)}$	pressão vertical no fundo silo com descarga excêntrica
$P_w$	pressão de atrito na tremonha
$q$	pressão estática vertical

$q_{des}$	pressão de descarregamento
$q_{\alpha}$	pressão estática normal unitária em uma superfície inclinada
$q_{\alpha des}$	pressão de descarregamento em uma superfície inclinada
$R$	raio hidráulico
$R'a$	tensão de trabalho do concreto a compressão
$Rb$	tensão de trabalho do aço a tração
$r$	raio do silo
$S$	seção de concreto
$T$	esforço de tração na parede
$T_a$	esforço de tração na parede de lado "a"
$T_b$	esforço de tração na parede de lado "b"
$t$	espessura da parede do silo
$U_m$	teor de umidade do milho
$U$	perímetro
$V$	força de atrito vertical
$W'$	seção de armadura segundo Reimbert
$Wh$	resultante da pressão devido o vento aplicada no pilar
$x$	distância da borda superior à linha neutra
$x_o$	distância do centro de gravidade
$Y$	profundidade
$z$	profundidade considerada em silos com descarga excêntrica
$z^*$	profundidade igual a altura da parede de silo com descarga excêntrica
$\beta_a$	coeficiente de excentricidade
$\beta_g$	coeficiente do produto a ser armazenado
$\beta_h$	coeficiente de esbeltez do silo
$\beta_r$	coeficiente de rigidez do silo
$\sigma_c$	resistência ao deslizamento
$\sigma_m$	tensão máxima de consolidação
$\sigma_n$	tensão de trabalho do concreto
$\sigma_{ac}$	tensão de trabalho da armadura à compressão
$\sigma_{at}$	tensão de trabalho da armadura à tração
$\delta_i$	ângulo de atrito interno
$\delta$	efetivo ângulo de atrito interno
$\delta_s$	ângulo de atrito interno superior
$\phi_i$	ângulo de atrito interno
$\phi_u$	ângulo de atrito interno superior
$\phi_{ei}$	ângulo de atrito interno inferior
$\phi_c$	efetivo ângulo de atrito interno
$\phi_w$	ângulo de atrito com a parede
$\phi_{wi}$	limite inferior do ângulo de atrito com a parede
$\phi_{wu}$	limite superior do ângulo de atrito com a parede
$\gamma$	peso específico do produto
$\rho$	taxa de armadura mínima

$\mu'$	coeficiente de atrito
$\phi$	ângulo de atrito
$\alpha$	ângulo de inclinação
$\alpha_R$	coeficiente utilizado por Reimbert função da tensão admissível do concreto
$\mu_R$	coeficiente utilizado por Reimbert função da tensão admissível do aço

## RESUMO

SILVA, E. T. *Elementos pré-moldados para silos quadrados de concreto armado*. 1998. 178 p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas.

Este trabalho foi desenvolvido com o objetivo de fornecer subsídios técnicos para projetos de silos multicelulares em concreto armado, pré-moldados, com forma quadrada, com capacidade de 60t ou 15t de milho por célula, mais especificamente para atender a pequenos e médios produtores, como também contribuir para o desenvolvimento da futura norma brasileira para silos. Devido à complexidade de um projeto completo de silos multicelulares, este estudo limitou-se ao comportamento dos elementos que formam o corpo do silo.

Apresenta-se uma breve revisão sobre a situação da cultura do milho, relatando-se sua produção, consumo por atividade e estimativa de suprimento, e também sobre a infra-estrutura de armazenamento, analisando-se a capacidade estática armazenadora e sua distribuição pelo território nacional.

As propriedades físicas do milho, utilizadas em projetos de fluxo e pressão em silos, foram determinadas em equipamento recomendado por normas internacionais para este fim, conhecido como Jenike Shear Cell.

Apresentam-se recomendações técnicas e práticas para projetos e construção de silos de concreto armado, dimensionamento, dimensões mínimas recomendadas, informações a serem fornecidas ao projetista e ao usuário.

Foram feitas análises teóricas e experimentais em dois modelos de elementos a fim de avaliar o comportamento estrutural dos elementos isolados e encaixados, em escala natural, que formam as paredes de silos quadrados, modulares.

Com base nas análises experimentais realizadas, conclui-se que o modelo utilizado com encaixe entre dois elementos (tipo macho-fêmea) comportou-se de maneira positiva, conferindo maior rigidez à região entre elementos.

As tensões calculadas pelo método simplificado RAVENET (1992) e pela teoria de vigas bi-articuladas subestimam as tensões experimentais para os elementos de 1,5 e 2,0m de vão onde observou-se o aparecimento de fissuras no elemento. As tensões medidas em dois elementos encaixados, tanto para o elemento de 1,5m como para o de 2,0m de vão, apresentam comportamento similar entre os pontos de medições durante a fase de carregamento do elemento.

Com base nas análises teóricas e experimentais conclui-se que os deslocamentos medidos apresentam comportamento similar aos deslocamentos calculados pela flecha máxima e flecha no meio do vão; para o caso do elemento de 1,5m e também para o elemento de 2,0m de vão os deslocamentos calculados foram superiores aos deslocamentos medidos.

Palavras-chave: Silos, Construções Rurais, Produtos Agrícolas, Armazenamento.

## **ABSTRACT**

**SILVA, E. T. Element pre-cast for square silos of reinforced concrete.** Campinas, 1998.178 p. Thesis – Faculty Agricultural Engineering, State University of Campinas.

This research work was developed to provide technical information for designing multicells reinforced concrete preformed silos, in square shape and 15 tons to 60 tons corn capacity per cell, aiming small and medium agricultural producers and for the development of a brasilian standard for silo lately. Due to the complexity of a complet design of a multicell silo, this study was interestood in the behavior of the elements that compose the silo.

A brief revision of corn cultures situation is presented, relating, its production, consume per activity, supplying prediction, and the storage structure, evaluating its static storage capacity and the national distribution.

The corn physical properties applied in flow and stress in silos designs were determined by the Jenike shear cell, equipment recomendado by the international standard.

Theoretical and experimental analysis were conducted by applying two models to evaluate the structural behavior of a real scale separeted element and coupled element which form the square wall of the modular silo.

From the experimental analysis it was concluded that the two coupled elements models presented a satisfactory behavior where the most tough place was located on the link spot.

The stress values obtained from the RAVENET's method (1992) and from the bi-articulable beam theory were lower than the values experimentally obtained for a 1.5

m shaft and for a 2.0 m shaft for which some fissures appeared on the element. The values of stress measured in two coupled elements either for the 1.5 m or the 2.0 m shaft, presented similar behavior during the loading process.

Based on the theoretical and experimental analysis it was observed that the measured displacement exhibited similar behavior to the calculated displacement by applying the maximum inflection method and half shaft inflection method, however, for both, the 1.5 m and 2.0 m shaft , the displacement values calculated were greater than the measured values.

Key-words: Silos, Rural building, Agricultural products, Storage

## 1 INTRODUÇÃO

Em função de fenômenos biológicos, a produção agrícola conta com momentos certos para plantio e colheita, enquanto o consumo é constante. Este fato exige a presença de silos para armazenar os grãos entre um período e outro da produção.

A concentração da produção em determinados períodos exige condições mínimas e corretas para conservar o produto colhido. Necessariamente, o produto precisa contar com silos próximos a seu local de produção e processamento, principalmente em países com grande extensão territorial e com uma malha rodoviária em precárias condições, como é o caso do Brasil.

Os silos são instalações rurais ou industriais que possuem, como finalidade básica, armazenar produto sólido, granular ou pulverulento a granel, possibilitando o mínimo de influência do meio externo com o ambiente de estocagem, com o objetivo de manter inalteradas as características físicas, químicas e biológicas do produto, durante o período de armazenagem.

Pesquisadores da área de agricultura, em todo o mundo, afirmam que há grandes problemas que necessitam ser resolvidos a curto prazo para suprir a necessidade de alimento da população mundial, em crescimento acelerado, dentre os quais a estocagem da produção agrícola sob condições adequadas.

O armazenamento de grãos no Brasil aparentemente conta com capacidade estática maior do que a exigida para abrigar a produção total dos principais produtos colhidos. Ainda assim, disfunções do setor são freqüentemente apontadas como responsáveis por perdas de produtos e prejuízos econômicos para o setor primário da economia brasileira. No Brasil, uma considerável parcela da produção agrícola é

representada por pequenos e médios produtores. Neste contexto da realidade nacional, em que grande parte dos pequenos e médios produtores possui poucos recursos ou é descapitalizada, fato que a impede, em parte, de adotar as tecnologias disponíveis, torna-se urgente a necessidade de se gerarem trabalhos científicos, pelas universidades e instituições de pesquisa, que se adaptem às condições destas classes, opondo-se, desta forma, ao que tradicionalmente tem sido feito, ou seja, adequação dos produtores às tecnologias disponíveis. Quanto aos grandes produtores, estes são suficientemente capitalizados.

Em países como França, Argentina e Estados Unidos, a armazenagem de grãos, em nível de propriedades rurais, representa de 30 a 60% da safra; no Brasil, esta prática é exatamente contrária, apresentando percentual inexpressível de aproximadamente 3%.

Segundo JORGE (1992), é possível constatar que há várias instalações armazenadoras no Brasil que estão obsoletas, tanto no que diz respeito às estruturas de armazenagem como aos equipamentos que possuem. Na realidade, um aprofundamento dessas considerações poderá mostrar que o problema é grave. Mas não há dúvida de que a análise mais preocupante é aquela que leva à evidente constatação de um déficit no sistema de armazenagem. Minas Gerais, tradicional estado produtor agrícola, possui uma capacidade de armazenagem pouco superior à metade do que produz, o que representa um grande déficit, mesmo que se socorra em São Paulo ou Rio de Janeiro. É preocupante a situação do Estado de Mato Grosso do Sul, fronteira agrícola brasileira, que apresenta uma diferença entre a produção agrícola e capacidade armazenadora da ordem de um milhão de toneladas. Nesse caso, os problemas com a safra serão certamente grandes, pois não há estruturas próximas que possam dar suporte à armazenagem da produção. Em geral, como se sabe, as estruturas desenvolvidas para um tipo de armazenagem não servem para outro. Da capacidade estática de armazenagem, para o ano de 1988, 58,6 % eram para produtos ensacados e 41,4 % para graneis; na época, a produção agrícola necessitaria de 74 % para graneis e 26 % para ensacados. É imediata a conclusão de que este fato agrava ainda mais o déficit existente.

SOUSA e SILVA (1993) mencionam a necessidade de se gerar conhecimento científico de suporte para o desenvolvimento de novas tecnologias aplicadas, tais como: propriedades físicas dos produtos típicos de regiões tropicais; testes de novos materiais de construção de silos, armazéns e secadores; geração e aprimoramento de literatura em língua nacional, desde o nível de extensão (produtores rurais) até o nível técnico-científico; incentivo a sistemas cooperativistas e comunitários; desenvolvimento de técnicas para otimizar a operacionalização dos silos graneleiros.

Um conjunto de condições meteorológicas adversas (secas, geadas e chuvas na época de colheitas) origina grandes perdas, fazendo o Brasil passar, de um ano para o outro, de exportador a importador de alguns produtos. O montante destas perdas não corresponde apenas ao valor dos produtos não colhidos, mas às divisas perdidas face à necessidade de importar, a preços superiores, e, principalmente, por não haver exportações. Estima-se que as perdas totais, devida à queda de produção e falta de reservas, são da ordem de dezenas de milhões de reais.

Para que um silo seja projetado e construído, segundo SILVA (1992), é necessário seguir alguns requisitos que, em geral, constituem especificações de normas e que, embora tenham sua validade restrita aos países onde foram desenvolvidas, têm sido utilizadas ou pelo menos consultadas de forma generalizada. Devido à complexidade do comportamento de cargas em silos, algumas destas normas vêm sendo rediscutidas por especialistas a fim de que possam ser apropriadas a condições mais condizentes com o comportamento real de silo, constatado por pesquisas desenvolvidas nos últimos anos.

A falta de recomendações e normas, que permitam orientar profissionais ligados ao cálculo e projeto de silos no Brasil, faz com que o dimensionamento destas instalações seja realizado através de diferentes considerações, propostas por normas internacionais específicas para as condições de seu país de origem.

Para a produção de grãos que se precisa atingir nos próximos anos com a finalidade de suprir a demanda interna e o crescimento populacional, há necessidade de investimentos em armazenagem de boa qualidade, localizada de forma estratégica, inclusive com prioridade para as unidades ao nível de pequeno e médio produtor rural. Os

silos, para pequenos e médios produtores, vêm sendo construídos com materiais e técnicas convencionais de construção, utilizando principalmente a alvenaria de tijolos, por proporcionarem menores custos em relação aos silos metálicos industrializados. Tem-se que destacar que as perdas dos produtos armazenados é muito influenciada pela qualidade das instalações físicas.

A evolução tecnológica das criações de animais, nos últimos cinquenta anos, fizeram com que as fábricas, principalmente as de rações, também se modernizassem. Esta evolução não ficou só no controle dos percentuais de cada ingrediente. Passou, também, pela concepção estática da estrutura física. Com isso mudou o conceito de fábricas horizontais, ou seja, fábricas que, na medida da necessidade, cresciam horizontalmente, e passou-se a utilizar fábricas verticais, onde o crescimento é feito na vertical, para isso utilizando silo multicelular onde, em uma só estrutura, são construídas várias células para o armazenamento de diferentes produtos.

A ração é fabricada com base em três grupos: ingredientes energéticos (milho, soja e farelo de trigo e outros cereais); ingredientes proteicos (farinha de peixe, de osso, de carne e outras); e os complementos proteicos. Para os dois primeiros grupos, é necessária a instalação de silos para realização de dosificação destes ingredientes na composição final das rações.

Tendo em vista o exposto, evidencia-se a necessidade de estudar e avaliar o comportamento estrutural do corpo de silos confeccionados com elementos pré-moldados de concreto armado, modulares, com forma poligonal quadrada; propor recomendações para futuros projetos de silos quadrados e colaborar com a elaboração do projeto de norma brasileira para projeto e construção de silos.

Este trabalho tem como objetivo principal fornecer subsídios para projetistas de silos pré-moldados de concreto armado, modulares, com forma poligonal quadrada, para armazenamento de milho, visando, também, contribuir com uma proposta para a futura norma brasileira de ações e fluxo em silos.

## **2 REVISÃO DE BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Situação da cultura do milho**

A produção de milho no Brasil sofreu profundas transformações no últimos anos. Estas modificações foram conseqüências das novas tecnologias disponíveis para os agricultores, da expansão da produção em áreas não tradicionais e de modificações nas formas de conduzir as lavouras, em decorrência das mudanças que ocorreram em culturas competitivas ou substitutivas.

Segundo a EMBRAPA (1992/93), no triênio encerrado com a safra de 1992/93, a área plantada com milho no Brasil cresceu 1,7% em relação à área plantada no triênio entre as safras de 1984/85 e 1987/89. Ao mesmo tempo, a quantidade produzida aumentou 23,6%, em função principalmente dos rendimentos físicos, que atingiram a marca de 2.112 kg/ha, contra apenas 1.737 kg/ha nas colheitas do período 1984/87. Essa variação na produtividade agrícola retrata o efeito das novas formas de produção adotadas pelos agricultores, elevando a participação desse cereal de cerca de 31,7 % para 35,6% no total destinado a grãos. As modificações ocorreram principalmente na região Centro-Sul do Brasil, onde se localiza a produção comercial de milho. Nessa região, a área ocupada com milho passou de 31,2 para 35,4% da área total destinada à produção de grãos e sua participação na quantidade total de milho produzida no País nas últimas safras tem se situado pouco abaixo de 95%.

Segundo FARNESE (1995), a produção brasileira de milho, na safra 94/95, está estimada em 34,5 milhões de toneladas, o que, se confirmado, representará o melhor desempenho da lavoura nos últimos anos. Esse volume, agregado ao estoque de

passagem, será suficiente para atender ao consumo estimado em 35,35 milhões de toneladas para a próxima safra, suficiente para atender a quase dois meses de consumo comercial (Tabela 2.1).

TABELA 2.1 - Estimativa de suprimento (em 1.000 t de milho)

Ano	Estoque Inicial	Produção	Importação	Consumo total	Estoque Final
89/90	3.080	22.257	700	24.800	1.237
90/91	1.237	24.096	832	25.288	877
91/92	877	30.771	340	28.500	3.488
92/93	3.488	29.207	1.200	30.775	3.140
93/94	3.140	31.780	1.200	32.732	3.388
94/95	3.388	34.513	600	35.350	3.151

O autor relata ainda que a evolução do consumo de milho está na dependência de crescimento dos setores de frangos e suínos, responsáveis por 45% da demanda total do cereal. Esses setores, ultimamente, estão crescendo entre 8 e 10% ao ano, incentivados por elevado aporte tecnológico, que vem permitindo colocar essas proteínas, no mercado, a preços competitivos com o da carne bovina (Tabela 2.2).

TABELA 2.2 - Consumo de milho por atividade no Brasil, safra 1990-95 (em 1.000 t).

Atividade	1990	1991	1992	1993	1994	1995
Avicultura	7.510	7.140	7.750	8.485	9.249	10.251
Suínocultura	4.095	4.300	4.470	4.849	5.249	5.656
Outros animais	1.359	1.400	1.540	1.616	1.720	1.874
Moagem	3.253	3.400	3.630	3.940	4.196	4.525
Semente	96	150	220	200	210	230
Consumo Rural	8.487	8.898	10.890	11.685	12.108	12.814
Total	24.800	25.288	28.500	30.775	32.732	35.350

Segundo o IBGE (1995), a produção esperada de milho de primeira safra para 1995 totalizava 32.413.584 t, superior 7,48% à obtida em igual safra do ano anterior (30.156.990 t). A área a ser colhida era de 12.505.440 ha, maior 1,56% que a registrada na safra passada, enquanto que a produtividade esperada era de 2.592 kg/ha (+ 5,84%).

Na região Sudeste, a produção esperada era de 6.794.670 t, maior 2,95% que a obtida na safra passada. Entretanto, comparativamente ao mês anterior (abril/1995), houve uma redução de 1,91% devido à expressiva queda na produção verificada no Estado do Espírito Santo (-51,33%). Quanto ao milho de segunda safra (safrinha), excetuando-se Goiás que não apresentou a primeira estimativa, a produção prevista era de 2.477.982 t, maior 9,96% que a registrada na safra passada.

## **2.2 Armazenamento de grãos: milho**

A deterioração da qualidade dos grãos é muito acelerada por diferentes fatores, dentre eles ROA (1979) destacou o armazenamento inadequado. O armazenamento, por ser a etapa final da fase de pré-processamento, é o mais comprometido. Grãos aparentemente sadios podem ficar prejudicados em consequência de um armazenamento inadequado. A deterioração dos grãos é um fenômeno irreversível e as boas técnicas de armazenamento limitam-se apenas a não permitir que ela progrida rapidamente. Por outro lado, um grão sadio, com 11 % de teor de umidade, armazenado a temperaturas não superiores a 15°C, mantém suas propriedades alimentícias indefinidamente.

Em levantamento realizado em 87 propriedades de nove municípios da micro-região de Viçosa - MG, MARTINS *et al.* (1984/85) mostraram que o milho, antes de ser colhido, já se encontrava com grau de infestação de 24% e perda de peso de 5%. A razão dessas perdas prende-se ao fato, principalmente, de o agricultor deixar o milho no campo depois de atingir o ponto de colheita. A falta de instalações adequadas, aliada à ausência ou inadequação de tratamento fitossanitário, foi o principal fator do aumento das perdas durante o armazenamento. Com 120 dias de armazenamento, o milho encontrava-se com 48% de grãos danificados e 15% de perda de peso. Quanto à infra-estrutura de armazenagem, 69,4% das instalações era de madeira, 18,4% de bambu e 12,2% de alvenaria.

OLIVEIRA (1989) pesquisou os efeitos de diferentes sistemas de armazenamento de milho sobre os danos quantitativos e qualitativos, ocasionados pelos insetos, fungos e teor de umidade, aos grãos armazenados; a maior perda de peso foi registrada no paiol (18,90 %) e a menor, no milho a granel (2,33 %) aos 8 meses de armazenagem. No milho armazenado na lavoura, aos 6 meses, a perda foi de 13,50 %, sendo 6 vezes maior o valor registrado, no mesmo período, em relação ao sistema a granel. Concluiu o autor que a armazenagem de milho, em silo a granel apresentou as menores perdas de quantidades e qualidades, quando comparadas ao armazenamento em espiga sem palha, no paiol e na lavoura, respectivamente, em ordem decrescente.

Segundo WEBER (1995), o Brasil ressentia-se de uma política de armazenagem, bem como de programas permanentes de incentivo aos investimentos no setor agrícola e, em especial, na armazenagem ao nível de produtor, onde existem grandes perdas de grãos por falta de silos; nestas condições, a armazenagem oferece inúmeras vantagens pois minimiza os custos elevados, desde o frete, durante a safra, até a limpeza, secagem, armazenagem, expurgo e aeração, quando estes serviços são contratados de terceiros. A capacidade estática no país, em 1991, era de 125,47 milhões de toneladas, aí incluídos 78,03 milhões de toneladas de armazéns convencionais, úteis apenas para grãos ensacados; a armazenagem a granel chegava apenas a 47,54 milhões de toneladas. O gráfico da figura 2.1, mostra a evolução da armazenagem em silos (S), graneleiros (G) e em armazéns convencionais (AC) para produtos ensacados. A curva (S+G) mostra o crescimento da capacidade armazenadora total a granel que foi de 49,77 milhões de toneladas, em 1993, para uma produção de grãos que passava a casa dos 65 milhões de toneladas. Esta diferença gera um déficit de 23,63 %, mostrado pela curva (D). O autor concluiu que, lamentavelmente, o crescimento da armazenagem não está correspondendo aos volumes indispensáveis, o que compromete um programa de aumento da produção e da produtividade.

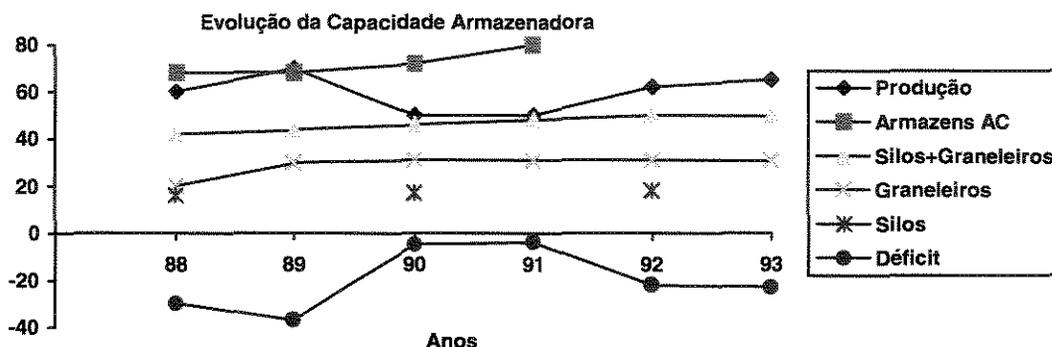


FIGURA 2.1 - Evolução da capacidade armazenadora, em milhões de toneladas (WEBER, 1995).

No Brasil, a relação entre a disponibilidade de silos e armazéns graneleiros e a produção de grãos é menor que 1 (um); nos USA, esta relação é maior que 2,5 (dois e meio), como indicado nas seguintes expressões:

$$\text{Brasil: } \frac{49.786.743t}{65.194.196t} = 0,76 < 1 \quad \text{USA: } \frac{\text{Armazenagem}}{\text{Produção}} > 2,5$$

Essa relação cai para 0,68 se for considerada a produção de 72 milhões de toneladas de grãos colhidos, meta tantas vezes anunciada.

### 2.3 Armazenamento ao nível de pequena propriedade agrícola

Diversas pesquisas nas áreas de armazenagem e da construção de silos têm sido movidas pela necessidade real de apoiar o armazenamento em pequenas e médias propriedades rurais. A premissa motivadora é que os silos, adequadamente construídos e manejados, representam um passo estratégico para os negócios do produtor rural. Ocorre que, em muitos países tropicais, segundo Benavides (1989), citado por FASSONI (1994), os sistemas de armazenagem e de manipulação têm sido importados de países

desenvolvidos e adotados sem uma criteriosa consideração das condições locais ou dos parâmetros envolvidos no projeto de instalações adequadas. Na maioria dos casos, são propostos sistemas industrializados de custos incompatíveis com a realidade econômica dos pequenos e médios produtores rurais brasileiros.

As pequenas propriedades, segundo MARTINS e OLIVEIRA (1991), sofrem de problemas crônicos ligados a recursos tecnológicos e financeiros, e enfrentam inúmeras dificuldades para colocar seus produtos no mercado, sujeitando-se às desvantajosas condições impostas pelos intermediários, de quem dependem. Desta forma, sua rentabilidade econômica é limitada, vendendo seus produtos na safra, quando historicamente verificam-se os menores preços. Pode-se citar, como exemplo, o milho produzido pelos pequenos produtores, que é em parte comercializado, mesmo sabendo-se que terão que readquiri-lo mais tarde a preços mais altos, em decorrência das perdas elevadas pela secagem e armazenagem inadequadas. A secagem normalmente é realizada no campo, de forma natural, atrasando, com isto, a colheita, e na armazenagem, são utilizados depósitos ou paióis que estão sujeitos ao intenso ataque de insetos, roedores e ao desenvolvimento de fungos. Na Tabela 3 pode-se observar os tipos de armazenagem praticados pelos pequenos produtores do Rio Grande do Sul.

TABELA 2.3 - Tipos de armazenagem praticados nas pequenas propriedades do Rio Grande do Sul (EMATER/RS, 1992).

Tipo de Armazenagem	Propriedades (%)
1 - Galpão comum	84,54
2 - PaioI tipo Chapecó	1,87
3 - Tulha	6,84
4 - Armazéns da cooperativa	14,20
5 - PaioI de tela	1,42
6 - Tonel	4,44
7 - Armazéns da CESA ou da CIBRAZEM	1,20
8 - Armazém particular	5,39
9 - Colhe conforme o necessário	9,56

Infelizmente, segundo TEIXEIRA (1989), o modelo de infra-estrutura adotado no Brasil, está fundamentado na instalação de grandes complexos armazenadores, localizados nos níveis terminais, intermediários e coletores. Atualmente, a infra-estrutura de armazenagem, ao nível de fazenda, além de possuir instalações, na sua maioria em estado precário de conservação, apresenta um baixo conteúdo tecnológico, por compreender instalações antigas, haja visto o pequeno incentivo financeiro governamental para o setor. Existe, no mínimo, um contra-senso nesta política, pois estima-se que 80% da produção nacional de grãos é colhida nas pequenas e médias propriedades com áreas abaixo de 50 hectares. O autor apresenta na tabela 2.4 uma comparação do armazenamento a granel em fazendas em vários países produtores de grãos.

TABELA 2.4 - Comparação do armazenamento a granel nas fazendas em vários países exportadores de grãos (TEIXEIRA, 1989).

País	Produção Anual (milhões de t)	Armazenagem nas Fazendas	
		(%)	(milhares de t)
USA	250	60	150.000
França	53	30	10.500
Argentina	25	17	4.250
Brasil	48	0,5	242

Apesar da inexistência de estatísticas oficiais, estima-se, segundo REZENDE & SOUSA e SILVA (1995) e CORRÊA (1983), que apenas 5% e 3% da produção agrícola do país é estocada nas fazendas devido, principalmente, ao fato da maioria dos produtores não dispor de opção para instalar silo de baixo custo e de fácil operação e de não adotar processos de secagem em suas propriedades. Cerca de 80% da produção brasileira de milho, feijão e arroz, ocorre em áreas inferiores a 50 ha e com baixa produtividade. Considerando que grande parte dessa produção permanece, em geral, pelo menos 60 dias nas fazendas, após o ponto ideal de colheita, pouco incentivo técnico e econômico tem sido dispensado aos produtores no sentido de melhorar a armazenagem ao nível de fazenda.

FERREIRA (1990) realizou uma análise econômica do transporte e armazenagem de grãos (milho e soja) da região norte mato-grossense (30 municípios), levando em conta o déficit de armazenagem desta região em 1987 e a projeção para o ano de 1995. Os custos de armazenagem foram discriminados em três “módulos” de tamanhos, tanto para investimentos quanto para os custos de operação. Os custos de transporte foram discriminados por modalidade de estradas e por qualidade física dos grãos. Nas condições do presente trabalho, os resultados permitiram concluir que, no sistema atual, a capacidade estática existente não foi suficiente para atender à produção, necessitando de ampliação; no sistema futuro, caso não seja aumentada a capacidade estática da região, os produtores sofrerão um acréscimo nos custos de comercialização da ordem de 15% em relação à situação ótima; a participação do custo anual de transporte foi a que acarretou maior ônus para o custo anual total, significando que os produtores que estão mais distantes do centro de consumo são os mais onerados na comercialização. O autor concluiu que a locação de unidades de armazenagem menores, comparada com unidades maiores e em menor número, é mais vantajosa; além de trazer benefícios maiores para os produtores, ao mesmo tempo aumenta o número de municípios atendidos.

Apesar de todo o esforço dos órgãos de pesquisa e de divulgação tecnológica em propor soluções construtivas mais adequadas à realidade rural brasileira, ainda há no país uma grande carência de armazenagem nas fazendas. Um exemplo marcante, relatado por Citadin (1989), citado por FASSONI (1994), é o da região sul do Estado de Santa Catarina, onde 95% das propriedades rurais produzem e consomem milho e logo necessitam armazená-lo. No entanto, a inexistência ou precariedade das estruturas de armazenagem provocam perdas em torno de 25% do produto colhido.

Segundo CORRÊA (1983), no Brasil, devido às suas próprias características, as propriedades agrícolas apresentam inúmeras diferenças entre si, quer seja no nível de desenvolvimento tecnológico, área, produtividade, produção e diversidade de produtos, quer seja na quantidade ou fração dessa produção, que é retida na fazenda. Acredita-se, no entanto, que uma unidade armazenadora, tecnicamente projetada e convenientemente localizada, constitui uma solução para tornar o sistema produtivo mais econômico.

## 2.4 Sistemas de armazenagem: situação brasileira

Na armazenagem são empregadas técnicas que visam necessariamente conservar as qualidades organolépticas dos grãos durante o tempo necessário para utilizá-lo como alimento ou serem transformados em outros produtos. O sucesso deste esquema depende diretamente do sistema de armazenagem, tanto sob o aspecto de manutenção da qualidade dos produtos, como na colocação das estruturas em locais corretos e com capacidade, forma e projetos adequados, evitando longas etapas de transporte e resultando em agilidade no atendimento do mercado, bem como impedindo que o produto adquirido não tenha onde ser estocado. Assim sendo, sem sistemas de armazenagem adequados, dispostos em locais estratégicos e com capacidade corretamente dimensionada, não é possível formar nem utilizar estoques reguladores.

Segundo JORGE (1992), é necessário verificar se a capacidade armazenadora é compatível com a produção nacional de grãos e se sua distribuição pelo território brasileiro é feita de forma correta com as necessidades locais e regionais. A capacidade divulgada pela extinta Companhia Brasileira de Armazenamento (CIBRAZEM) inclui instalações que são utilizadas para estocar açúcar, mandioca e outros produtos que demandam armazenagem. É possível constatar que há várias instalações no Brasil que estão obsoletas, tanto no que diz respeito às instalações de armazenagem como aos equipamentos que possuem. Ainda segundo a Cibrazem, há insuficiência da capacidade estática total, descrita pela relação (capacidade de estocagem / produto que necessitam de armazenagem) = 0,79. Ou seja, considerando que as estruturas estejam nos locais corretos e com capacidade e condições adequadas, mesmo assim haveria um déficit de 20%. Na realidade, um aprofundamento dessas considerações poderá mostrar que o problema é mais grave. Pode-se considerar que seja razoável para o Estado de São Paulo possuir capacidade de armazenar praticamente o dobro do que produz, por ser um grande centro consumidor e necessitar de estoques para esse atendimento; não é fácil, porém entender a necessidade de Alagoas possuir uma capacidade estática seis vezes maior que a sua produção agrícola. A produção carioca é o dobro da alagoana e as capacidades de

armazenagem quase se equivalem. Entretanto, é evidente a necessidade do Rio de Janeiro em manter estoques para atender sua população, o que não acontece com Alagoas, que possui cinco vezes menos habitantes do que o Estado do Rio de Janeiro. Mas não há dúvida de que a análise mais preocupante é aquela que leva à evidente constatação de um déficit. Minas Gerais, tradicional Estado produtor agrícola, possui uma capacidade de armazenagem pouco superior à metade do que produz, o que representa um grande déficit. É preocupante a situação do Estado de Mato Grosso do Sul, fronteira agrícola brasileira, que apresenta uma diferença entre a produção agrícola e capacidade armazenadora da ordem de um milhão de toneladas. Nesse caso, os problemas com a safra serão certamente grandes, pois não há estruturas próximas que possam dar suporte à armazenagem da produção. Em geral, como se sabe, as estruturas para um tipo de armazenagem não servem para outro. Da capacidade estática de armazenagem, para o ano de 1988, 58,6% foram para produtos ensacados e 41,4% para graneis; na época, a produção agrícola necessitaria de 74% para graneis e 26% para ensacados. É imediata a conclusão de que este fato agrava ainda mais o déficit existente. Segundo a antiga CIBRAZEM, o déficit da capacidade estática de nível coletor no Brasil era de 1.405.132t para produtos ensacados e 11.256.505t para graneis; ao nível intermediário ou subterminal, em 2.539.148t para sacarias e em 8.920.512t para graneis; ao nível terminal, em cerca de 6.500.000t a capacidade necessária para o país, a ser destinada à armazenagem estratégica.

## **2.5 Silos retangulares pré-moldados de concreto**

As estruturas para armazenamento têm conquistado um espaço de destaque dentro dos processos de diversos setores da economia mundial, seja industrial ou rural. As estruturas de silos em concreto armado têm absorvido parcela significativa deste mercado, especialmente para silos de grande porte. No Brasil, apesar de existirem especialistas na área de estruturas de armazenamento, não se dispõem de normas

específicas que orientem os projetistas sobre levantamento das ações, dimensionamento dos elementos ou disposições construtivas baseadas em experiências. Ai há de se destacar que a grande maioria dos silos construídos no Brasil é metálico e de grande porte, o que não condiz com a realidade agrícola brasileira, que é basicamente formada por pequenos e médios produtores. Portanto, atenção especial deve ser dada a estas duas classes de produtores, por pesquisadores e Instituições e, principalmente, pelos governos através de incentivos ou programas de armazenagem nos locais de produção.

Segundo SAFARIAN & HARRIS (1985), nos Estados Unidos o concreto é o material mais utilizado para construção de silos e bunker. Usualmente são moldados “in loco”, mas, ocasionalmente, podem ser pré-moldados, simplesmente armados ou protendidos. Basicamente, o concreto pode ser utilizado em todas as estruturas (fundação, parede, cobertura, fundo e tremonha). Os silos de concreto pré-moldado, tem sido extensamente utilizados no leste Europeu, antiga União Soviética e Japão. A chave para o sucesso dos silos pré-moldados está na padronização dos seus componentes que são o fundo (tremonha), a cobertura, e principalmente as paredes da estrutura. Como vantagens desse tipo de silo, os autores destacaram:

- Melhor qualidade, devido às condições de controle rigoroso durante a fabricação dos elementos da estrutura, comparado ao concreto moldado no local;
- Menor custo da estrutura, comparado ao concreto moldado no local, devido: a) à utilização de fôrma no local da obra; b) ao menor número de pessoas trabalhando no local da obra; c) ao menor tempo para finalização da obra.

Uma desvantagem dos silos pré-moldados está no tamanho dos elementos, que são controlados principalmente pelas restrições de transporte e montagem. Assim, para grandes silos, ocorre a segmentação destes elementos em elementos pré-moldados “pequenos”. O tamanho dos elementos pré-moldados, de acordo com RONDE & SCHIEBROEK (1986), determinam:

- o peso dos elementos;

- a capacidade necessária de transporte;
- a capacidade necessária do equipamento de içamento (guindaste);
- o número de elementos da estrutura;
- o número de viagens da “fábrica” até o local da construção;
- o número de manipulações do guindaste.

Nos silos pré-moldados, as paredes pré-moldadas podem ser convencionalmente armadas ou protendidas, tendo usualmente espessuras uniformes, embora paredes delgadas, com nervuras horizontais e verticais, sejam também comumente utilizadas. No entanto, paredes com nervuras podem ser anti-econômicas, pois fôrmas complicadas e reforços na estrutura podem onerar o custo. Além disso, quando se trata de silos multicelulares, as nervuras exteriores se tornam nervuras interiores na outra célula, enfoque deve ser dado com relação ao acúmulo de produto nestas nervuras, quando estas não possuem inclinação suficiente para o deslizamento.

No que se refere à seção transversal desses silos (paredes), quanto menor for o número de ligações a serem feitas menor será o custo da unidade do silo e maior o monolitismo da estrutura; mas, como dito anteriormente, tem-se a limitação do transporte desses elementos. Portanto, para assegurar que o silo pré-moldado esteja rígido, as ligações horizontais e verticais nas células e/ou entre as células devem ser convenientemente projetadas e construídas, proporcionando resistência horizontal e vertical equivalentes à de uma estrutura monolítica.

Segundo SAFARIAN & HARRIS (1985), provavelmente a melhor solução para se ter ligações suficientemente rígidas seria utilizar concreto entre elementos pré-moldados juntamente com conexões soldadas ou chumbadas. No caso de silos multicelulares, as ligações verticais entre silos são “grauteadas”, utilizando armaduras de reforço ou chumbadores na direção horizontal. Para um melhor entendimento, apresentam-se a seguir alguns exemplos e detalhes construtivos utilizados em silos de seção quadrada, no que se refere às paredes destes, não levando em conta coberturas e tremonhas.

Projetistas da antiga União Soviética desenvolveram um sistema de unidades pré-moldadas para construir silos multicelulares de seção quadrada; neste sistema, somente três tipos básicos de unidades são necessárias:

1. Unidade quadrada;
2. Unidade em forma de L para os cantos;
3. Unidade plana.

Na figura 2.2 e tabela 2.5 estão apresentados esses três tipos de elementos e suas ligações através de chumbadores e “graute” (as ligações são previamente “grauteadas” e depois são colocados os chumbadores). Preferivelmente, segundo SAFARIAN & HARRIS (1985), a ligação com “graute” para uma camada de elementos deve ser realizada antes da camada acima ser colocada. Nesse sistema, ligações horizontais (chumbadores) de elementos adjacentes são colocadas ao longo da altura desses elementos. Qualquer posição onde dois elementos são ligados, os chumbadores são perpendiculares a esses elementos e em camadas alternadas no que se refere à ligação do elemento com os elementos anterior e posterior.

A figura 2.3 mostra: a) planta e detalhe de ligações entre duas unidades pré-moldadas quadradas; b) ligações de unidades pré-moldadas. Neste esquema soviético, algumas ligações são feitas com chumbadores enquanto outras são com de perfis metálicos soldados. As dimensões mais comuns para as unidades de silos multicelulares de seção quadrada (SAFARIAN & HARRIS, 1985) são de 3 X 3m. A tabela 2.5 apresenta planta e detalhes das unidades, incluindo tremonha, com dimensões e outros dados relevantes das peças. No que se refere à espessura das paredes, diferentemente do que mostra a tabela 2.5, Lipnitski & Abramovitsch (1967), citados por SAFARIAN & HARRIS (1985) recomendaram que a espessura de parede para células quadradas de 3 x 3 m não devem ser menores que 160 mm (6,3”). Os autores recomendaram que onde os elementos pré-moldados forem ligados por chumbadores ou chapas metálicas soldadas, tais como descritos anteriormente, essas devem ser capazes de resistir aos momentos finais e forças de qualquer elemento de parede.

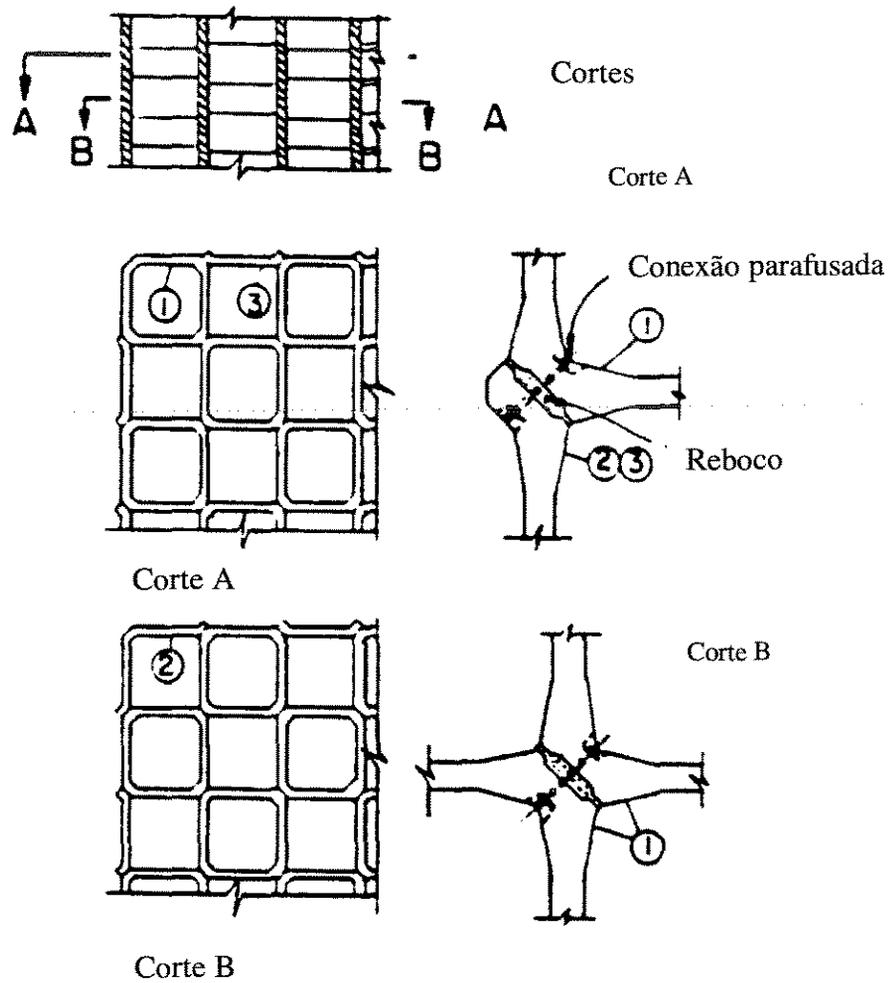


Figura 2.2 – Unidades pré-moldadas e ligações para formar células retangulares agrupadas (SAFARIAN & HARRIS 1985).

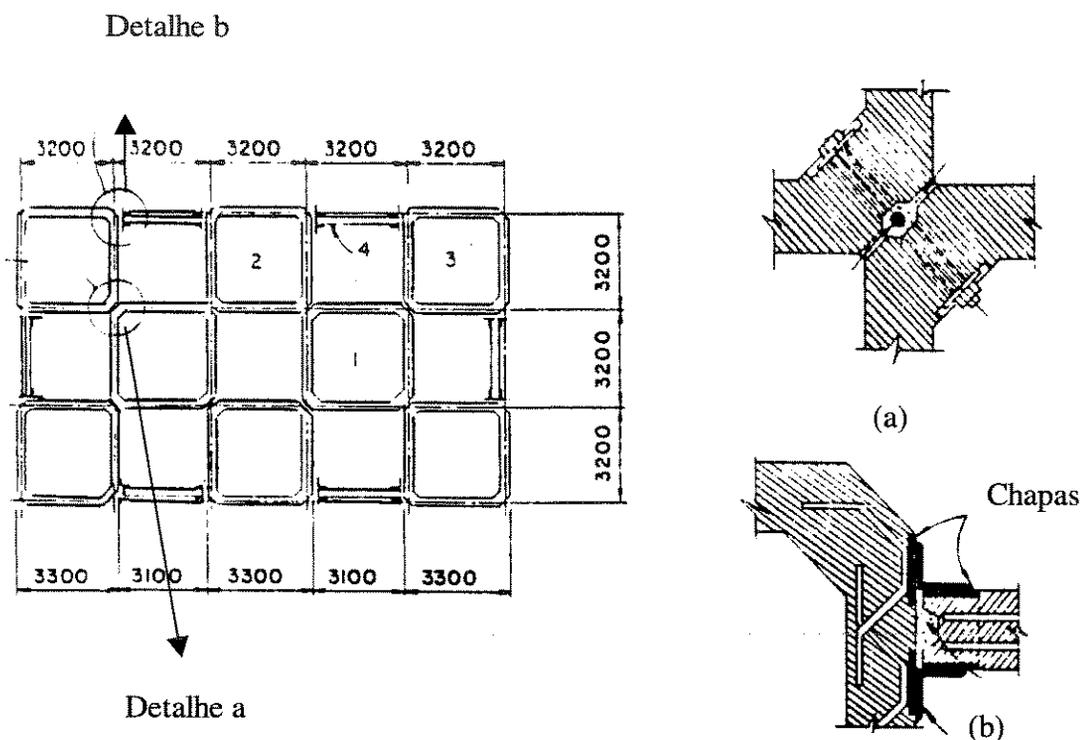


Figura 2.3 – Corte transversal em um silo multicelular – (a) Ligações entre duas unidades quadradas; (b) ligações entre placa e unidades quadradas; (SAFARIAN & HARRIS 1985), dimensões em milímetros.

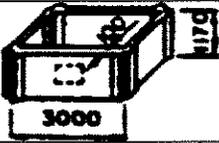
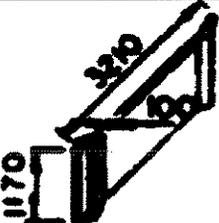
RADEMACHER (1983) relatou que Schiebroek desenvolveu, em 1981, um sistema para silos múltiplos de concreto pré-moldado de seção retangular, onde os elementos pré-moldados que o formam tem seção transversal em forma de cruz (figura 2.3). Esse sistema baseia-se em elementos de seção cruz empilhados e posteriormente todas as células formadas pela união desses elementos seriam pós-tensionadas tridimensionalmente através de cabos de aço. A seqüência de construção deste silo é a seguinte:

- 1) Preparação da fundação e das estruturas (vigas e pilares) projetadas para suportarem as paredes dos silos e tremonhas (figura 2.4 a). Esta última é colocada na estrutura

preparada, antes dos elementos de parede. Simultaneamente, os elementos em cruz são fabricados em locais onde possam ficar abrigados, das intempéries (figura 2.6).

2) Empilhamento dos elementos pré-moldados (figuras 2.4 b e 2.7).

TABELA 2.5 – Unidades pré-moldadas para silos multicelulares de seção quadrada adaptada de SAFARIAN & HARRIS 1985.

Unidade	$f_c$	C	A	P
	300 (3600)	1,25	443,6	3,8
	300 (3600)	0,45	47,6	1,15
	300 (3600)	0,8	93,6	2,0
	300 (3600)	1,6	244,8	4,0
<p>Onde: <math>f_c</math> – resistência do concreto, <math>\text{kg/cm}^2</math> (psi);            C – volume de concreto necessário por elemento, <math>\text{m}^3</math>;            A – peso de aço necessário por elemento, kg;            P – peso do elemento, ton.</p>				

3) Aplicação de tensão em todo bloco do silo, através de cabos contínuos percorrendo tubos colocados no interior do elemento. Estes cabos são colocados em três direções (conforme figura 2.5 a). Observa-se aqui que o aço utilizado é de alta qualidade para aumentar a ductilidade potencial da estrutura.

- 4) Após execução da pós-tensão feita na última camada de elementos pré-moldados, é colocado o sistema de transporte (esteiras) e lançamento (conexões) do material de armazenamento, bem como a cobertura dos silos.

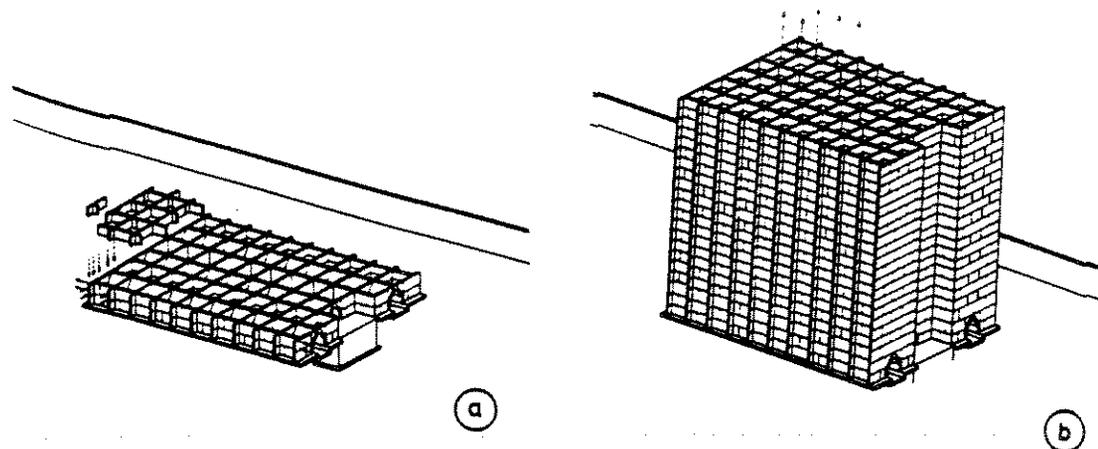


Figura 2.4 - a) As tremonhas são concluídas, após o que os elementos de parede são colocados; no caso (b), final da colocação das camadas de elementos pré-moldados, (SAFARIAN & HARRIS 1985).

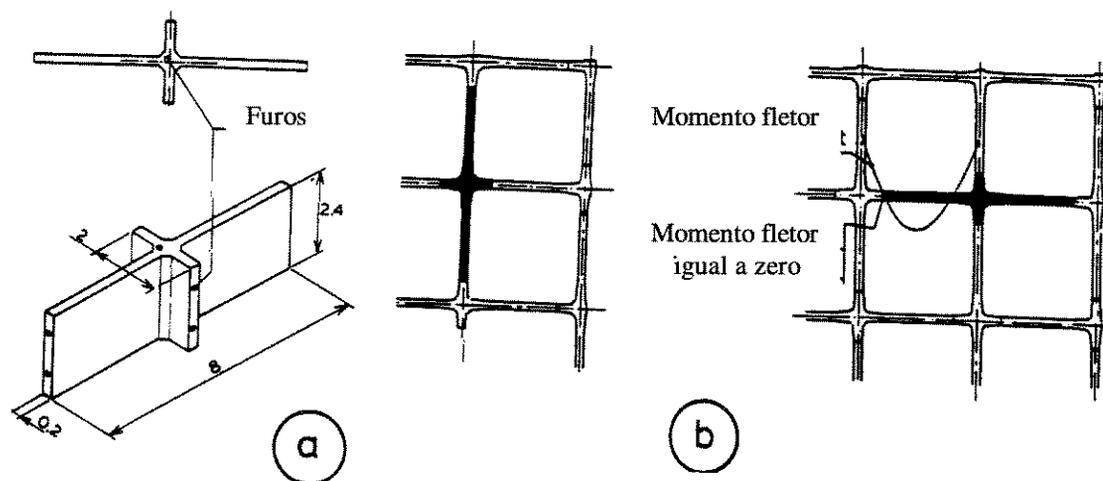


Figura 2.5 - a) furos nos elementos para o pós-tensionamento através de cabos; b) seqüência de montagem dos elementos onde a área vertical de contato tem momento igual a zero (SAFARIAN & HARRIS 1985), dimensões em metros.

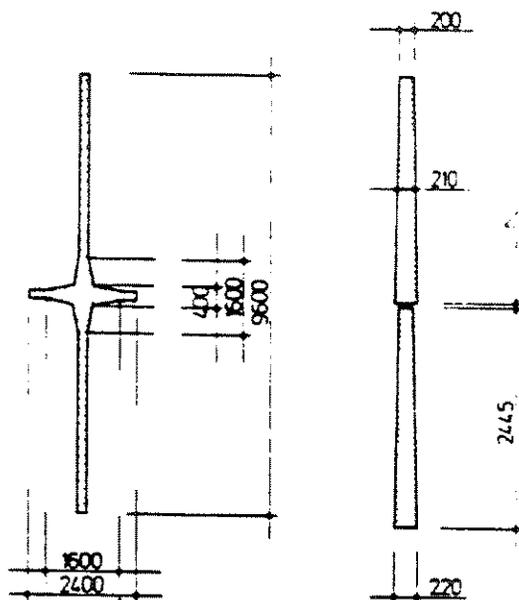


Figura 2.6 – Dimensões em milímetros da seção transversal do elemento (SAFARIAN & HARRIS 1985).

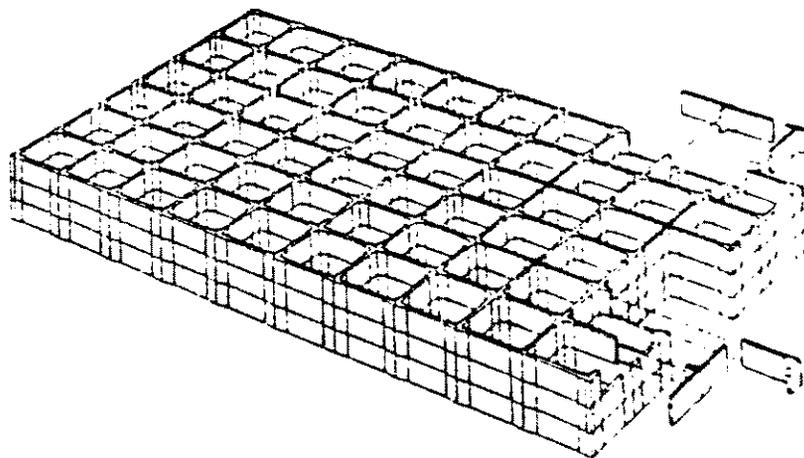


Figura 2.7 – Empilhamento dos elementos das paredes dos silos de seção cruz, (SAFARIAN & HARRIS 1985).

## 2.6 Avaliação de formas para silos pré-moldados de concreto

Segundo RONDE & SCHIEBROEK (1986), o primeiro polígono existente, o triângulo, não pode ser usado para armazenamento, pois seus cantos, formando ângulos agudos, conduziriam a sérios problemas de fluxo nos silos. O segundo polígono, o quadrado, tem uma forma conveniente para armazenamento de produtos e não compromete o fluxo, como no caso anterior; porém, a armadura para suportar os esforços é grande.

À medida em que vai-se aumentando o número de lados do polígono, chega-se a um ponto em que a figura montada é um círculo (gráfico da figura 2.8). Neste caso, se a carga nas paredes for axial e simétrica, haverá somente esforços devido a essa força axial, necessitando somente de uma armadura para resistir a esses esforços. Caso contrário, se as cargas nas paredes não forem axiais e simétricas, além de esforços axiais surgirão momentos (pequenos) que deverão ser resistidos por uma armadura mínima. Portanto, estes silos não sofrem esforços de flexão nas paredes, como os polígonos, sendo então a melhor forma para um silo. O problema é que, se usar um grande número de elementos pré-moldados segmentados circulares, podem ocorrer desvios, acarretando problemas de fluxo no interior do silo. Assim, as vantagens da seção transversal circular diminuem a medida que os segmentos circulares são colocados juntos, apresentando problema de fluxo, com interstícios semelhantes aos triângulos. A melhor solução, segundo RONDE & SCHIEBROEK (1986), é a poligonal (em forma de favo de mel, de seis lados), a qual, de fato, representa um projeto ideal para silos complexos com células anexas à estrutura. Em seus estudos, RONDE & SCHIEBROEK (1986) determinaram que a seção transversal circular para silos não é evidentemente a melhor forma para pré-moldados ou métodos ascendentes; em resumo:

1. Silos em formas circulares com consideráveis (grandes) diâmetros apresentam projetos econômicos.
2. Silos multicelulares com forma hexagonal apresentam projetos ideais, porém são antieconômicos devido aos encaixes estruturais.

3. Silos multicelulares com forma quadrada podem concorrer com alguns com forma circular.

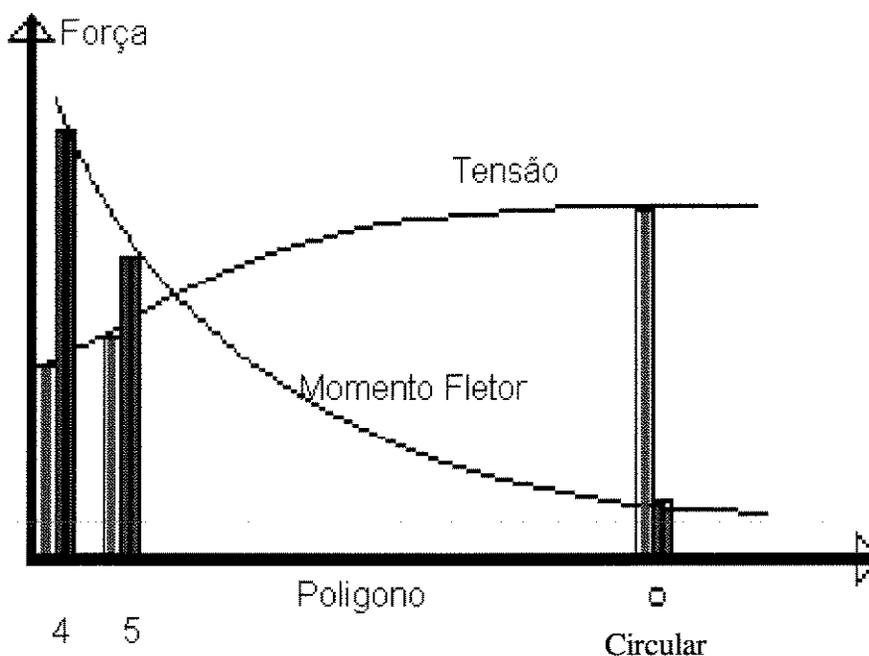


Figura 2.8 - Esforço versus número de lados para seção transversal formando polígonos.

Na verdade, de acordo com o que foi visto até agora a respeito de formas geométricas para silos de concreto, a escolha da forma para um determinado silo irá depender de inúmeros fatores que devem ser analisados para que a estrutura tenha o melhor comportamento no que se refere à funcionalidade, segurança, economia, fluxo e estabilidade estrutural. Estes fatores, embora possam ser analisados de forma isolada, são, entretanto, na prática, interdependentes.

Segundo RAVENET (1992), os silos de concreto armado, fabricados através do processo de fôrmas deslizantes, são os mais utilizados nos últimos anos. Precauções devem ser tomadas para que as armaduras fiquem suficientemente recobertas pelo concreto, para evitar que a médio e longo prazo o concreto se solte em consequência da atuação dos agentes atmosféricos, rompendo as armaduras descobertas e iniciando o processo de oxidação que debilita os silos; para resolver este problema, recorre-se a

resinas do tipo epoxi e recobrimento das paredes. O autor recomendou que o recobrimento mínimo seja de 3 cm, tanto interna como externamente, além da necessidade de se utilizar armadura dupla nas paredes dos silos, tanto horizontal como verticalmente.

### 3. ESTRURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

#### 3.1 Considerações

A utilização de elementos pré-fabricados para a execução de edificações modifica toda a maneira de encarar os processos de construção, a começar pela maneira de projetar, segundo CONSID (1987).

As diferenças entre os projetos tradicionais e aqueles que utilizam peças pré-fabricadas podem ser resumidas em dois pontos essenciais:

- utilização de modulação compatível com a do pré-fabricado;
- previsão de todos os detalhes de execução.

A padronização dos tipos de peças utilizadas e a reunião dessas em módulos construtivos, que se repetem diversas vezes, justificam o uso de pré-fabricados na sua melhor aceção, tornando racional e mais econômica a execução.

A previsão dos detalhes construtivos elimina as adaptações e improvisações nos canteiros de obras, permitindo o cumprimento de cronogramas, a manutenção dos custos orçados e a qualidade final da construção.

A norma da ABNT – NBR 9062 (1985): Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado, distingue os elementos pré-moldados dos pré-fabricados, estabelecendo especificações de projeto, produção e controle de qualidade:

- Elemento pré-moldado – Elemento que é executado fora do local de utilização definitiva da estrutura, com controle de qualidade, conforme o item 12.3 da norma: “A inspeção das etapas de produção compreende pelo menos a confecção da armadura, as fôrmas, o amassamento e lançamento do concreto, o armazenamento, o transporte e a montagem; deve ser registrada por escrito em documento próprio

onde constem claramente indicados a identificação da peça, a data de fabricação, o tipo de concreto utilizado e as assinaturas dos inspetores responsáveis pela liberação de cada etapa de produção devidamente controlada.”

- Elemento pré-fabricado – Elemento pré-moldado executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obras, sob condições rigorosas de controle de qualidade, conforme item 12.2 da norma: “Os elementos produzidos em usinas ou instalações analogamente adequadas aos recursos para produção e que disponham de pessoal, organização de laboratórios e demais instalações permanentes para o controle de qualidade, devidamente inspecionados pela fiscalização do proprietário, recebem a classificação de pré-fabricados, desde que sejam atendidos os requisitos de 12.2.1 a 12.2.3.

Requisitos de 12.2.1 – A produção deve atender ao disposto em 9.1.2 – Especificações suplementares. Na execução de elementos pré-fabricados, os encarregados da produção e do controle de qualidade devem estar de posse de manuais técnicos cuidadosamente preparados pela direção da empresa responsável pelos trabalhos, que apresentem de forma clara e precisa, pelo menos, as especificações e procedimentos seguintes:

- a) fôrmas, montagem, desmontagem, limpeza e cuidados;
- b) armaduras, diâmetro dos pinos para dobramento das barras, manuseio, transporte, armazenamento, estado superficial e cuidados;
- c) concreto, dosagem, amassamento, consistência, descarga da betoneira, transporte, lançamento e adensamento;
- d) protensão, forças iniciais e finais, medidas das forças e alongamentos, manuseio, transporte, armazenamento, estado superficial, limpeza e cuidados com os fios, barras ou cabos de protensão;
- e) liberação da armadura pré-tensionada, método de liberação da armadura de seus apoios independentes e de seccionamento da armadura exposta entre elementos dispostos em linha, no caso de pistas de protensão na produção de elementos de concreto pré-fabricados por pré-tração, cuidados e segurança contra acidentes;

- f) manuseio e armazenamento de elementos, utilização de cabos, balancins ou outros meios para suspensão dos elementos, pontos de apoio, métodos de empilhamento, cuidados e segurança contra acidentes;
- g) tolerâncias, tolerâncias dimensionais e em relação a defeitos aparentes das fôrmas e da armadura, tolerâncias quanto à variação da consistência de defeitos aparentes do concreto fresco, tolerâncias quanto à discrepância entre a medida de alongamento e da força aplicada à armadura protendida, tolerância em relação às resistências efetivas do concreto, tolerâncias de aberturas de fissuras, tolerâncias dimensionais e em relação a defeitos aparentes dos elementos pré-fabricados acabados.

Requisitos de 12.2.2 – Os elementos devem ser identificados individualmente e, quando conveniente, por lotes de produção.

Requisitos de 12.2.3 – Os elementos produzidos em condições menos rigorosas de controle de qualidade e classificados como pré-moldados devem ser inspecionados, individualmente ou por lotes, através de inspetores do próprio construtor, da fiscalização do proprietário ou de organizações especializadas, dispensando-se a existências de laboratório e demais instalações congêneres próprias.”

### **3.2 Normas Utilizadas**

São utilizadas as Normas Brasileira na especificação dos materiais, na metodologia para os ensaios necessários, projetos e dimensionamentos. E, como complementação, as prescrições do PCI (Prestressed Concrete Institute), ACI (American Concrete Institute) e CEB (Comité Euro-International du Béton).

### **3.3 Projeto Estrutural**

O projeto estrutural, no caso específico de silos pré-moldados de concreto, deve ser executado por projetistas de silos e engenheiros que trabalham com processamento de produtos agrícolas, analisando as propriedades físicas dos produtos, temperatura, tipos de fluxo que podem ocorrer, pressões, ações, comportamento das células, sobrecargas, utilização de carregamentos especiais, corrosão e vida útil da edificação, de acordo com as Normas Brasileiras a seguir:

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;
- NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações;
- NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- NBR 9062 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

Com o objetivo de garantir a segurança da obra a ser executada devem ser estudadas e programadas todas as fases de produção das peças, seu manuseio, armazenamento, transporte, montagem e serviços, sempre levando em consideração o estado-limite último e os estados-limites de utilização nos critérios de dimensionamento.

### **3.4 Especificações de Matérias-Primas**

#### **3.4.1 Especificações**

Todos os materiais devem ser especificados de acordo com as Normas Brasileiras ou, na falta da Norma específica, por Normas Internacionais.

#### **3.4.2 Concreto**

### **3.4.2.1 Especificações**

O concreto no estado fresco deve apresentar uma trabalhabilidade que permita um perfeito adensamento durante o lançamento e, no estado endurecido, resistência e coeficientes de permeabilidade que confirmem desempenho e durabilidade.

Com a finalidade de obter um com baixa permeabilidade, o consumo mínimo de cimento deve ser de  $400 \text{ kg/m}^3$  e a relação água/cimento inferior a 0,45.

### **3.4.2.2 Constituintes**

Aos aglomerantes, aos agregados e à água aplica-se o disposto na NBR-6118.

### **3.4.2.3 Aditivos**

Podem ser adicionados ao concreto aditivos com o objetivo de acelerar ou retardar a pega e o desenvolvimento da resistência nas idades iniciais, reduzir o calor de hidratação, melhorar a trabalhabilidade, reduzir a relação água-cimento, aumentar a compacidade e impermeabilidade ou incrementar a resistência aos agentes agressivos e às variações climáticas, desde que atendam às especificações de Normas Brasileiras ou, na falta destas, se as suas propriedades tiverem sido verificadas experimentalmente em laboratório nacional especificado.

### **3.4.2.4 Propriedades**

À trabalhabilidade, à durabilidade, ao diagrama tensão-deformação, ao módulo de deformação longitudinal à compressão, ao módulo de deformação transversal, ao coeficiente de Poisson, ao coeficiente de dilatação térmica e à retração e fluência, aplicam-se as recomendações da NBR-6118.

### **3.4.2.5 Resistência Mecânica**

O concreto, nos elementos pré-fabricados, deve apresentar uma resistência característica  $f_{ck}$  não inferior a 18 MPa e compatível com a adotada no projeto.

### **3.4.2.6 Dosagem**

À dosagem experimental, aplica-se o disposto na NBR-6118, não sendo permitida a dosagem não experimental.

### **3.4.2.7 Controle Tecnológico**

Na verificação da dosagem utilizada e das características dos constituintes aplica-se o recomendado pela NBR 6118.

### **3.4.2.8 Verificação da Trabalhabilidade**

A verificação da trabalhabilidade pode ser realizada da seguinte forma:

**3.4.2.8.1** Pode ser feita através de ensaios de consistência, para averiguar se esta consistência corresponde à prevista; estes ensaios permitem, também, uma constatação fácil da homogeneidade da massa e um controle indireto da quantidade de água.

**3.4.2.8.2** A determinação da consistência pode ser feita pelo ensaio de abatimento ou por outros processos de comprovada eficiência e recomendado por laboratório nacional especializado.

**3.4.2.8.3** Sempre que forem moldados corpos-de-prova para verificação da resistência mecânica, deve ser feito ensaio de consistência, com concreto da mesma amassada, podendo estes ensaios ser feitos com maior freqüência, a critério do produtor dos elementos.

### **3.4.2.9 Verificação da Resistência Mecânica**

A verificação da resistência mecânica pode ser realizada da seguinte forma:

**3.4.2.9.1** A verificação normal da resistência mecânica deve ser feita de acordo com as normas NBR 5738 (Moldagem de corpos-de-prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – Métodos de ensaio) e NBR 5739 (Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – Método de ensaio).

**3.4.2.9.2** A idade de ruptura deve ser a prevista no plano da obra; normalmente, a idade é de 28 dias, com exceção da determinação da resistência para efeito da liberação de protensão ou no manuseio. É permitida a avaliação prévia da resistência com idade menor, desde que se tenha determinado a relação entre as resistências nessa idade e na idade prevista, usando-se de preferência a idade de 7 dias para cura normal e 1 dia para cura térmica.

**3.4.2.9.3** Podem ser empregados métodos não destrutivos para a avaliação da resistência durante a fase construtiva, de manuseio, transporte e montagem, desde que se tenha determinado a relação entre as leituras obtidas pelo método escolhido, em corpos-de-prova normais, com as resistências resultantes na ruptura deles pelo método da NBR-5739, na mesma idade, e submetidos a condições de cura iguais às dos elementos pré-moldados. Deve ser levada em consideração a dispersão dos valores obtidos em cada um destes métodos, para a avaliação confiável das resistências.

### **3.4.3 Cimento**

O cimento a ser utilizado deve ser o cimento Portland comum tipo CII – E 32 ou CII –E 40 e o cimento Portland de alta resistência inicial, CP V – ARI, conforme NBR 5732 e NBR 5733. O cimento utilizado deve ser sempre do mesmo fornecedor para cada obra. Quando houver necessidade de troca de fornecedor, deverá ser feito um estudo da tonalidade do concreto.

#### **3.4.4 Agregados**

Todos os agregados devem atender às especificações contidas na NBR 7211 – (Agregados Para Concreto – Especificação). O agregado miúdo deve ser areia de rio lavada, isenta de impurezas, sempre da mesma origem. O agregado graúdo utilizado deve ser proveniente de granito britado. O fornecedor deve ser sempre o mesmo para cada obra.

#### **3.4.5 Aços**

As barras e fios de aços empregados nos elementos são tipo CA25, CA50, CA60 e telas soldadas como armaduras passivas, de acordo com as Normas NBR 7480 (Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado – Especificação), NBR 7481 (Telas de aço soldadas para armadura de concreto – Especificação). As telas soldadas seguem as Normas NBR 5916, NBR 7480 e NBR 7481 e são fabricadas com aços CA 60B, e CA 50B, com as mesmas características mecânicas das barras e fios. A tabela 3.1 apresenta as características mecânicas para barras de aço empregadas nos elementos.

#### **3.4.6 Água**

A água que é destinada ao amassamento do concreto deve ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas. São satisfatórias as águas potáveis e as que seguirem as recomendações da tabela 3.2.

TABELA 3.1 - Características Mecânicas das Barras de Aço.

BARRAS CA25	Bitola até 10 mm	Bitola maior que 10 mm
Tolerância no diâmetro	± 10 %	± 6 %
Limite de escoamento mínimo	250 MPa	250 MPa
Alongamento mínimo	18 %	18 %
Módulo de elasticidade	210000 MPa ± 5 %	210000 MPa ± 5 %
BARRAS CA 50 A e B	Bitola até 10 mm	Bitola maior que 10 mm
Tolerância no diâmetro	± 10 %	± 6 %
Limite de escoamento mínimo CA 50 A e B	500 MPa	500 MPa
Alongamento mínimo CA 50 A	8 %	8 %
Alongamento mínimo CA 50 B	6 %	6 %
Módulo de elasticidade	210000 MPa ± 5 %	210000 MPa ± 5 %
BARRAS CA 60 B	Bitola até 10 mm	
Tolerância no diâmetro	± 6 %	
Limite de escoamento mínimo	600 MPa	
Alongamento mínimo	± 5 %	
Módulo de elasticidade	210000 MPa ± 5 %	

(Fonte: RODRIGUES LIMA)

TABELA 3.2 - Características desejáveis para água de amassamento.

pH entre	5,0 e 8,0
Matéria Orgânica (expressa em oxigênio consumido)	3 mg/l
Resíduo Sólido	5000 mg/l
Sulfatos (expressos em íons $SO_4^{2-}$ )	300 mg/l
Cloretos (expressos em íons $Cl^-$ )	500 mg/l
Açúcar	5,0 mg/l

(Fonte RODRIGUES LIMA) – Obs. Todos os limites acima incluem as substâncias trazidas ao concreto pelo agregado.

## **4. SILOS DE CONCRETO ARMADO: RECOMENDAÇÕES PRÁTICAS PARA PROJETOS E CONSTRUÇÃO**

### **4.1 Introdução**

Estudos internacionais procuram compreender o comportamento de produtos armazenados em depósitos de concreto, silos e bunkers, alguns com ampla aceitação de projetos em estado limite último, sugerindo a necessidade de um aperfeiçoamento, seguro e confiável, de projetos estruturais de células, silos e bunkers.

No Brasil, ainda não se dispõe de normalização que forneça métodos de avaliação de ações e disposições construtivas. Muitos silos são dimensionados pelos engenheiros de modo semelhante a reservatórios de água, por desconhecimento de seu comportamento real, conduzindo a super-dimensionamento de alguns de seus elementos estruturais e sub-dimensionamento de outros.

Diante desta situação, é necessário recorrer a normas e bibliografias internacionais, as quais, de certo modo, foram desenvolvidas de acordo com as condições de seus países de origem. Este capítulo pretende mostrar de forma simples e ilustrativa algumas das recomendações da norma norte-americana ACI 313-77 (1983) e as de SAFARIAN & HARRIS (1985).

### **4.2 Definições**

O termo “silo” aplica-se, segundo a ACI 313-77 (1983), a qualquer depósito para armazenamento de uma massa de produto granular, e, “tremonha” é a parte da parede

inclinada do fundo de um silo, ou um silo com paredes superficiais inclinadas, independentes e de “bunker”.

### **4.3 Materiais**

Todos os materiais e testes de materiais devem ser realizados conforme a AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI-313). No Brasil são utilizadas as Normas Brasileiras na especificação dos materiais utilizados, na metodologia para os ensaios necessários, tais como preconizadas pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).

### **4.4 Requisitos Básicos para a Construção**

#### **4.4.1 Qualidade do concreto**

A ACI 313-77 (1983) recomenda que a relação água/cimento não deva ser superior a 0,55 para concretos sem incorporação de ar e 0,45 para os com incorporadores de ar. O slump do concreto, para o caso de utilização de formas deslizantes, deve ser de  $100\text{mm} \pm 25\text{mm}$ . A resistência do concreto, no 28<sup>º</sup> dia, deve apresentar um  $f_{ck} \geq 20,70\text{MPa}$  para o concreto moldado in loco e  $f_{ck} \geq 27,60\text{MPa}$  para o concreto pré-moldado.

#### **4.4.2 Concretagem**

As etapas e velocidade devem ser muito bem controladas segundo a ACI 313-77 (1983). O concreto deverá ser depositado o mais próximo possível de sua posição final de modo a evitar a segregação. Não será permitido que o concreto seja trabalhado ou vibrado a uma distância superior a 1,50m do ponto de depósito inicial. Para o concreto

moldado in loco devem ser usados vibradores de imersão com uma frequência mínima de 8.000 ciclos/min. A temperatura do concreto, quando forem utilizadas fôrmas deslizantes, deve estar entre 13 °C e 32 °C e o sistema de avanço destas fôrmas deve ser sucessivo, com a utilização de macacos hidráulicos.

#### **4.4.3 Cura e proteção**

Combinações de curas não devem ser feitas nas superfícies internas dos silos, a não ser por uma determinação de projeto e/ou especificação, segundo a ACI 313-77 (1983). Os compostos usados nas superfícies internas dos silos destinados ao armazenamento de produtos alimentícios, não devem ser tóxicos, inflamáveis e nem deterioráveis. Os compostos de cura à base de cera não são permitidos. A concretagem em temperaturas elevadas deve ser realizada prevenindo a ocorrência de secagem do concreto antes da aplicação de um método de cura.

#### **4.4.4 Detalhes e localização das armaduras**

Não será permitida a ancoragem das armaduras horizontais. A utilização de soldas para fixação só pode ser utilizada nas armaduras verticais. As paredes com espessura superior a 25cm devem ter duas camadas de aço.

#### **4.4.5 Fôrmas**

As fôrmas devem ser impermeáveis de maneira a evitar o extravasamento do concreto, e rígidas o suficiente para evitar deslocamentos ou deformações excessivas. A estrutura de suporte (cimbres) para as fôrmas deslizantes deve ser bastante rígida.

#### **4.4.6 Proteção de superfícies**

Os silos muitas vezes requerem superfícies resistentes à abrasão causada pela

queda ou deslizamento do produto, ou pela corrosão ou contaminação do produto armazenado. Na maioria das vezes é necessário um revestimento para proteger a superfície interior do silo contra a corrosão e ataque químico gerado pelo produto armazenado.

#### **4.4.7 Tolerâncias**

A variação limite da espessura prescrita da parede do silo, segundo a ACI 313-77 (1983), situa-se entre -10mm e +25mm. O afastamento horizontal máximo entre silos não deve ultrapassar 75mm nas construções de até 30m, e 100mm para as estruturas de altura superior. A variação na seção transversal real de um silo circular e a variação do diâmetro prescrito do mesmo, não devem transpor o limite de  $\pm 25$ mm ou  $\pm 4$ mm/m de diâmetro.

A variação das dimensões da largura interna prescritas para silos não circulares não deve exceder  $\pm 4$ mm/m de largura ou  $\pm 50$ mm. A posição final do silo não deve transpor  $\pm 75$ mm nas posições de topo e de fundo, ou 25mm nas posições laterais.

### **4.5 DIMENSIONAMENTO**

#### **4.5.1 Geral**

##### **4.5.1.1 Cargas**

Os silos devem ser calculados para resistirem a todas as cargas aplicadas, incluindo:

- Carga permanente: peso próprio e itens fixos;
- Carga acidental: ações devidas ao produto armazenado (peso próprio, impacto e sobrepressão), nevascas, cargas sísmicas e empuxo de terra;
- Tensões térmicas.

#### **4.5.1.2 Dimensões mínimas (espessura)**

A espessura mínima dos silos de concreto deve ser  $\geq 150\text{mm}$  para os silos moldados in loco e  $\geq 50\text{mm}$  para os pré-fabricados.

#### **4.5.1.3 Coeficientes**

O fator de redução de resistência ( $\phi$ ), deve ser multiplicado por 0,95 para o caso de silos moldados com fôrmas deslizantes, salvo se uma inspeção contínua for realizada.

### **4.5.2 Detalhes e posicionamento das armaduras**

#### **4.5.2.1 Paredes**

##### **4.5.2.1.1 Armadura horizontal**

A taxa mínima de armadura horizontal ( $\rho_1$ ) na zona de pressão será calculada em função das solicitações e critérios de dimensionamento pré-estabelecidos, apresentando cobertura de traspasse contínua. A armadura horizontal abaixo da zona de pressão deverá ser contínua abaixo da altura (H) do silo, por uma distância de no mínimo 6 vezes a espessura (h) da parede correspondente, como mostra a figura 4.1.

De acordo com SAFARIAN & HARRIS (1985), a armadura horizontal para os silos cilíndricos deve seguir os seguintes critérios:

- Para espessuras de parede inferiores a 20cm, uma camada é suficiente;
- Para espessuras de parede superiores a 22,5cm, devem ser usadas duas camadas;
- Quando se usa apenas uma camada de armadura, esta deve ser situada na região central ou externa à espessura de parede (figura 4.2).

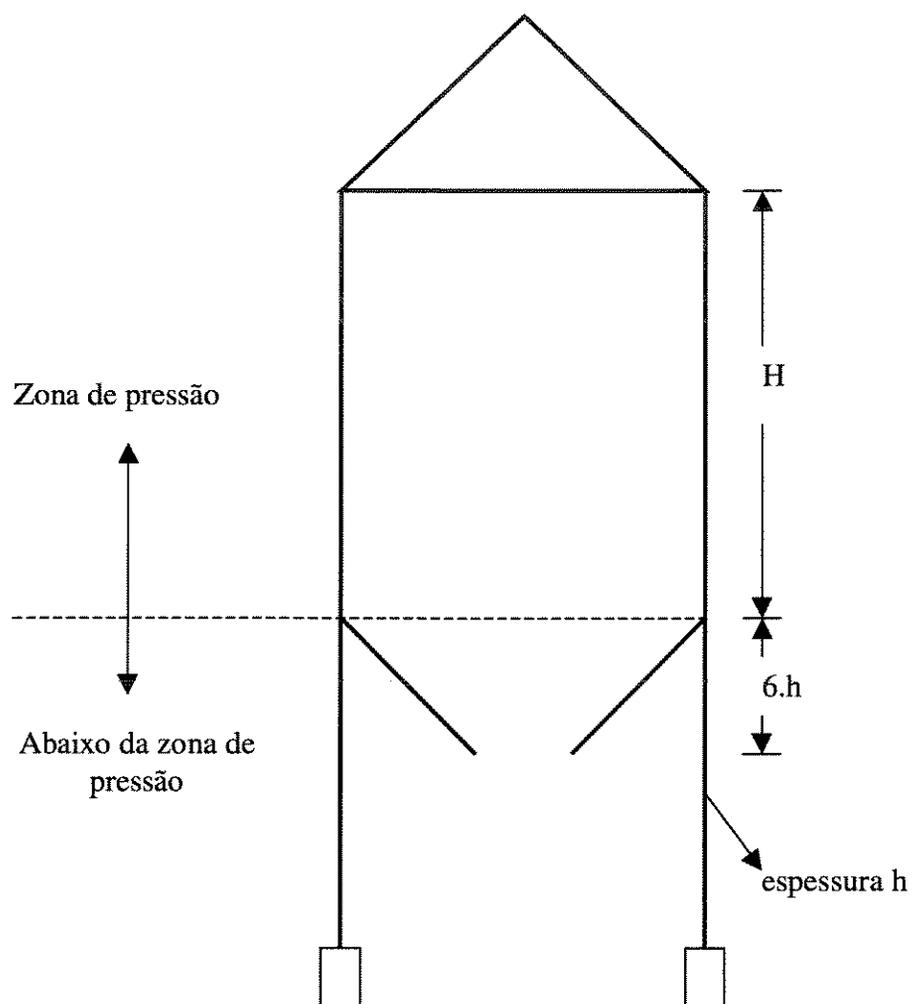


Figura 4.1 - Definição das zonas de pressão.

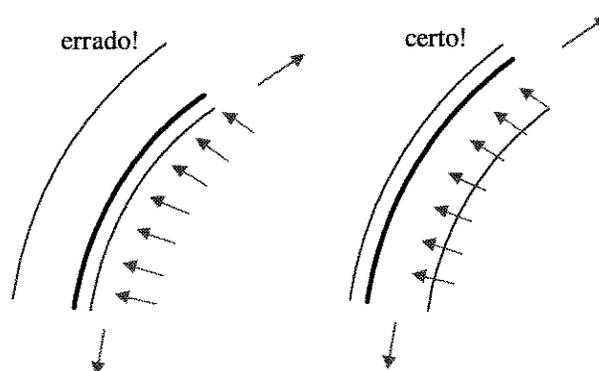


Figura 4.2 - Posicionamento da armadura horizontal na parede, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).

- Nas interseções de silos cilíndricos devem ser usadas duas camadas, independente do número de camadas na unidade (célula).

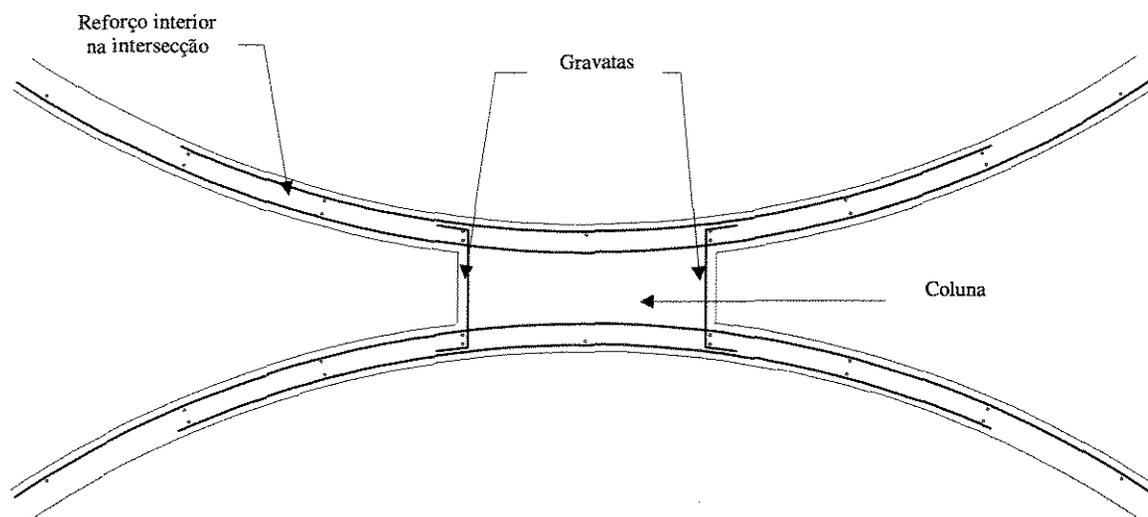


Figura 4.3 - Duas camadas de armadura horizontal nas interseções, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).

Para silos retangulares, SAFARIAN & HARRIS (1985) apresentaram as seguintes recomendações quanto às armaduras horizontais:

- Sempre usar duas camadas;
- Podem ser interrompidas se os diagramas de esforços assim o permitirem;
- Armadura horizontal externa à vertical.

#### 4.5.2.1.2 Armadura vertical

A armadura vertical na zona de pressão deverá apresentar  $\phi \geq \# 4$  ( $129 \text{ mm}^2$ ). A taxa mínima de armadura ( $\rho$ ) não deve ser inferior a 0,15% para face externa e 0,10% para a face interna, se houver. Abaixo da zona de pressão, esta taxa não deve ser inferior a 0,20%.

#### 4.5.2.1.3 Estribos

Os estribos devem ser capazes de resistirem aos esforços que tendem separar os silos multicelulares, sendo indispensáveis nas interseções. Segundo SAFARIAN & HARRIS (1985), deve haver no mínimo um jogo duplo de estribos por interseção ( $129\text{mm}^2$ ). O espaçamento vertical mínimo será 0,60m ou a cada duas camadas horizontais (figura 4.3).

#### 4.5.2.1.4 Arranques

No mínimo igual ao número de barras verticais.

#### 4.5.2.1.5 Transpasse

Os transpasses horizontal e vertical para silos cilíndricos serão escalonados e não devem coincidir numa seção a cada 3 barras. O espaçamento entre transpasses consecutivos deve ser  $\geq 1\text{m}$  ou  $\geq$  ao comprimento  $L_T$  de transpasse (figura 4.4). Os comprimentos de transpasse devem ser  $\geq 150\text{mm}$ . Para SAFARIAN & HARRIS (1985), este comprimento deve ser, de preferência, 225mm.

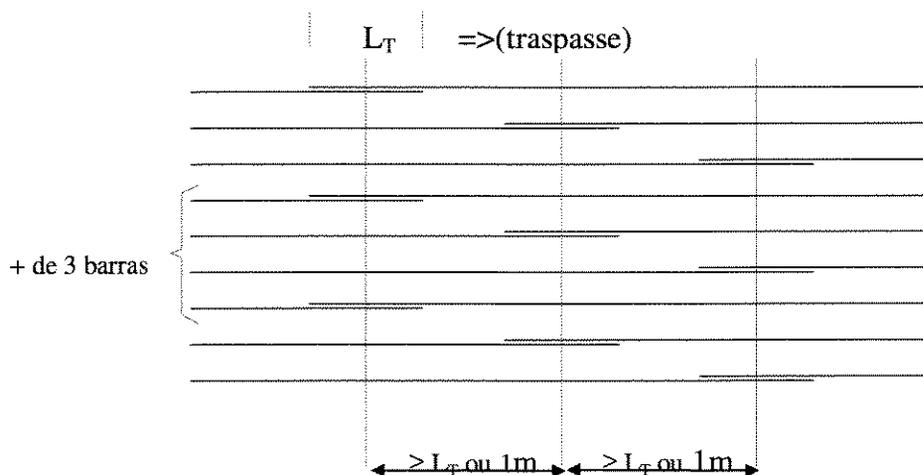


Figura 4.4 - Comprimento e espaçamento de transpasses, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).

#### 4.5.2.1.6 Armaduras nas aberturas de parede

##### 4.5.2.1.6.1 Aberturas na zona de pressão

Armadura horizontal: neste caso analisa-se a concentração de tensões, ou adiciona-se duas vezes a área de aço interrompido, metade acima e metade abaixo da abertura, e sugere-se o uso de gravatas, tal como mostrado na figura 4.5.

Armadura vertical: neste caso ou prova-se que não há necessidade, ou adiciona-se ao cálculo das colunas laterais, de  $4h$  de largura e  $h$  de espessura, a metade da carga que iria para a largura da abertura para o cálculo do aço requerido  $A_s \geq 1/2$  do aço interrompido (figura 4.6).

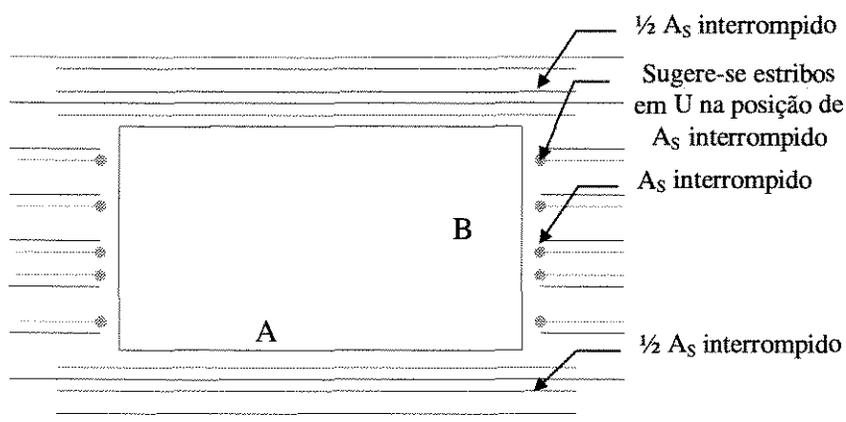


Figura 4.5 - Armadura horizontal nas aberturas da zona de pressão, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).



#### 4.5.2.1.6.4 Aberturas múltiplas

Se “e” é pequeno, as paredes devem ser dimensionadas como colunas, a não ser que seja demonstrado através de cálculos a não necessidade de armaduras (figura 4.8).

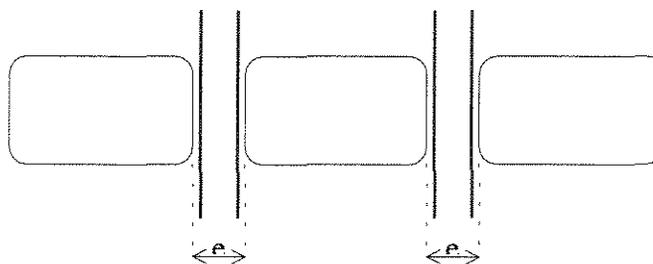


Figura 4.8 - Aberturas múltiplas.

#### 4.5.2.1.6.5 Afastamento vertical

O afastamento vertical,  $e_v$ , deve ser de no mínimo 50 mm (figura 4.9).

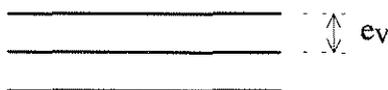


Figura 4.9 - Afastamento vertical da armadura horizontal.

#### 4.5.2.1.6.6 Tensões térmicas

A armadura para combater às tensões térmicas deve ser adicionada à armadura principal. Para as paredes com uma camada de armadura usa-se a soma direta,  $e$ , para as de duas camadas, soma-se a camada da face mais fria.

#### **4.5.2.1.6.7 Pilares**

A taxa mínima de armadura nos pilares ( $\rho_1$ ) deve ser 2%. Entretanto, conforme SAFARIAN & HARRIS (1985) relatam, no caso de parede com armadura simples, no pilar este passa a ser duplamente armado (figura 4.3).

#### **4.5.2.1.6.8 Mísula**

As mísulas têm por finalidade eliminar os cantos retos facilitando o fluxo e a utilização de fôrmas deslizantes, além de reduzir as concentrações de tensões e momentos. As mísulas de dimensões superiores a 22,5cm x 22,5cm devem ser armadas.

#### **4.5.2.2 Fundos**

Os fundos devem ser dimensionados para suportar as cargas verticais, sísmicas e térmicas, se existirem.

##### **4.5.2.2.1 Tremonhas Cônicas**

As paredes da tremonha são dimensionadas para tensões radiais e circunferências. A espessura da parede deve ser  $\geq 130$ mm. As fissuras serão controladas de acordo com as tensões produzidas pelo produto armazenado, podendo ser utilizado o dispositivo anel de rigidez (figura 4.10). SAFARIAN & HARRIS (1985) limitaram as aberturas de fissuras em 0,20mm ou 0,30mm, dependendo do produto armazenado, além de aconselharem uma taxa mínima de armadura longitudinal no anel de rigidez de  $\rho_1 \geq 0,50\%$ . Recomendaram ainda, não apoiar a boca da tremonha.

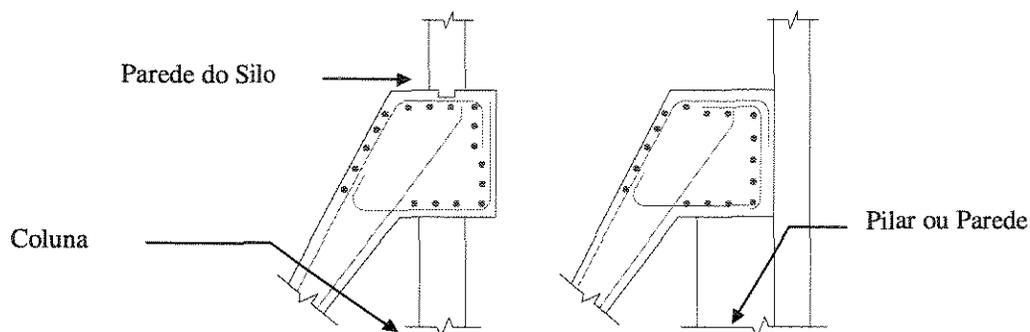


Figura 4.10 - Anel de rigidez, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).

#### 4.4.2.2.2. - Tremonhas Piramidais

As paredes da tremonha são dimensionadas para tração, flexão e cisalhamento combinados. A espessura da parede deve ser  $\geq 150\text{mm}$ . SAFARIAN & HARRIS (1985) sugeriram a utilização de mísulas nas interseções (figura 4.11), um recobrimento interno da armadura devido à abrasão  $\geq 25\text{mm}$  ou apenas  $20\text{mm}$ , se utilizado produto anti-abrasivo na superfície. Sugeriram, também, dispositivos na boca da tremonha para embutir a ancoragem e transferir quaisquer cargas concentradas neste ponto.

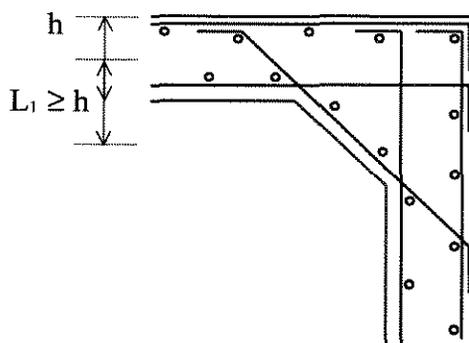


Figura 4.11 - Interseções nas tremonhas piramidais, fonte SAFARIAN & HARRIS (1985).

#### **4.4.3.2.3. - Fundos Planos**

São dimensionados como lajes. SAFARIAN & HARRIS (1985) especificaram que, para fundos circulares onde o diâmetro da boca é  $\leq$  a 1/10 do diâmetro do fundo e para fundo retangulares cujo lado da abertura é  $\leq$  a 1/4 do lado maior, pode-se desprezar os efeitos destas aberturas nas solicitações.

## **5. AÇÕES EM SILOS VERTICAIS E SUAS COMBINAÇÕES**

Atualmente há uma tendência mundial na elaboração de projetos estruturais, adotando critérios de dimensionamento nos estados limites com o objetivo da realização de projetos estruturais mais seguros e econômicos. Assim, se faz necessária a determinação mais precisa das ações que atuam nas estruturas dos silos. Por falta da norma brasileira de ações em silos, NASCIMENTO (1996) e CALIL *et al.* (1997) propuseram que sejam adotadas as recomendações da Norma Australiana AS3774 (1990), para combinação das ações em projetos de silos.

No projeto de silos devem ser consideradas as ações abaixo, segundo NASCIMENTO (1996) e CALIL *et al.* (1997), além de outras que possam surgir em casos especiais (NBR 8681, 1984):

- ações permanentes;
- ações variáveis;
- ações excepcionais.

### **5.1 Ações Permanentes**

As ações permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura, da plataforma e dos equipamentos mecânicos instalados na cobertura e/ou suspensos pela tremonha.

Deve-se estimar os limites inferior e superior e usá-los para a combinação com todas as ações, e adotar a condição mais desfavorável.

## 5.2 Ações Variáveis

No projeto de silos devem ser consideradas seguintes ações variáveis normais:

- carga acidental devido ao produto armazenado; essa carga deve ser dividida em outras duas, que são as cargas de carregamento do produto no silo e as cargas induzidas pelo fluxo do produto armazenado;
- força das correias transportadoras presas à estrutura do silo;
- pressão ou sucção interna dos gases;
- força de contenção lateral;
- força de fixação de elementos externos na estrutura;
- ação do vento.

Além disso, devem ser consideradas as ações variáveis especiais:

- ação devido ao recalque diferencial da fundação;
- ação devido ao diferencial de temperatura;
- expansão do produto na descarga.

## 5.3 Ações Excepcionais

No projeto de silos devem ser consideradas as seguintes ações excepcionais:

- impacto de veículos;
- pressão de explosão de pós.

## 5.4 Determinação das Ações Variáveis Normais Devido ao Produto Armazenado

As propriedades físicas dos produtos armazenados em silos podem mudar com o tempo. As combinações mais desfavoráveis das propriedades (para cada caso) dependem

do efeito da ação considerada. Portanto, é necessário definir os limites superior e inferior das propriedades dos produtos armazenados.

#### **5.4.1 Densidade do Produto Armazenado**

A densidade do produto será considerada a maior para o cálculo das pressões horizontais e verticais, e a menor para o cálculo do tipo de fluxo.

#### **5.4.2 Ângulo de Atrito com a Parede**

O ângulo de atrito do produto com a parede ( $\phi_w$ ), usado para calcular as pressões e a tração, será utilizado com os valores característicos superior e inferior de acordo com os objetivos. O valor adequado para cada situação é dado pela tabela 5.1.

#### **5.4.3 Efetivo Ângulo de Atrito Interno**

O efetivo ângulo de atrito interno do produto ( $\phi_i$ ) usado para definir as pressões e a força de atrito nas paredes dos silos será, também, adotado com valor característico superior ou inferior de acordo com a aplicação. O limite adequado para cada situação é dado na tabela 5.1.

#### **5.4.4 Consistência das Propriedades Físicas dos Produtos**

Para qualquer caso, deve-se estabelecer a consistência das propriedades físicas dos produtos, sendo que o ângulo de atrito com a parede ( $\phi_w$ ) não pode ser maior do que o efetivo ângulo de atrito interno ( $\phi_i$ ).

#### **5.4.5 Pressões nas Paredes dos Silos**

As pressões nas paredes dos silos são discutidas separadamente em - “Recomendações para o Projeto de Fluxo e Ações em Silos Pré-Moldados de Concreto”.

#### **5.4.6 Ações em Contenções Laterais**

Quando um sistema de contenção lateral na sub-estrutura se fizer necessário para oferecer estabilidade ao silo, as forças de restrição devem ser determinadas de acordo com a norma específica de projeto. Uma força mínima lateral de 2,5% das ações permanentes, será usada no cálculo dessas restrições (AS 3774, 1990).

#### **5.4.7 Cargas nos Elementos Estruturais Internos nos Silos**

As cargas nos elementos estruturais internos, acima do nível de transição, são maiores sob condição de fluxo. Para elementos internos, abaixo da transição, as forças devem ser determinadas de acordo com a pressão sobre os elementos, ou seja, pressão vertical, pressão horizontal e força de atrito.

#### **5.4.8 Pressão ou Sucção Interna de Gás**

A pressão, devido aos ventiladores de extração de pó, será combinada com os dados fornecidos pelo fabricante do sistema de controle de pós, mas nunca deverá apresentar valor menor que 0,3 kPa.

#### **5.4.9 Ação do Vento**

As estruturas de armazenamento expostas à ação do vento devem ser calculadas de acordo com a norma brasileira NBR 6123 (1988).

O vento de sucção em silos sem cobertura, silos em construção, ou silos tendo grandes aberturas, deve ser considerado separadamente no cálculo. O coeficiente negativo de pressão deve ser tomado como  $-0,80$ .

TABELA 5.1 - Emprego dos limites do ângulo de atrito interno ( $\phi_i$ ), atrito do produto com a parede ( $\phi_w$ ) e a relação entre pressão horizontal e vertical (K) (AS 3774, 1990)).

Aplicação das Propriedades	Ângulo de atrito com a parede ( $\phi_w$ )	Ângulo de atrito interno ( $\phi_i$ )	Relação das pressões horizontal e vertical (K)
Pressão horizontal máxima na parede do silo	Inferior	Superior	Inferior
Força máxima por atrito na parede do silo	Superior	Superior	Inferior
Carga vertical máxima na tremonha	Inferior	Inferior	Superior
Pressão máxima na tremonha	Valor inferior para tremonha	-	Superior

### 5.5 Determinação das Ações Variáveis Especiais

Atenção especial deve ser dada para pequenos recalques com relação às deformações locais verticais da fundação; o recalque diferencial total deve ser dividido em suas partes constituintes.

Onde o recalque diferencial próximo do silo for uniforme, as cargas devem ser introduzidas nos silos por estruturas adjacentes, que são fixas. Essas cargas devem ser consideradas.

#### 5.5.1 Diferencial de Temperatura

Quando a radiação solar causar aquecimento de um lado do silo, a temperatura da parede exposta ao sol tomada com 30°C acima da temperatura na sombra para silos metálicos e, ou 20°C para silos de concreto.

Uma mudança súbita na temperatura ambiente pode conduzir a uma diferença térmica entre a parede do silo e o produto armazenado; o diferencial será adotado como sendo 1,2 vezes a maior temperatura ambiente conhecida ocorrida em 24 horas.

O diferencial térmico entre o silo e outra estrutura conectada deverá ser examinado.

### 5.5.2 Ações Devido à Expansão do Produto Armazenado

Quando houver variação do teor de umidade do produto armazenado, após o carregamento do silo, as mudanças de pressão horizontal e as forças de atrito nas paredes devem ser determinadas, como descrito abaixo.

Segundo a AS 3774 (1990), no caso de base muito rígida de silos e quando a variação do teor de umidade exceder 1%, a pressão horizontal será determinada pela seguinte equação:

$$P_{sw} = \frac{\gamma \cdot R}{\mu} \cdot C_{sw} \dots (5.1)$$

onde:

$$C_{sw} = \left( e^{\frac{\mu \cdot K_{su}}{R} \cdot z} - 1 \right) \dots (5.2)$$

Tais pressões não são adicionais a pressão de carregamento ou descarregamento, mas constituem um caso separado de ação. O sinal positivo na expressão para  $C_{sw}$  deve ser observado com muito cuidado.

A razão da pressão horizontal e vertical ( $K_{su}$ ) será determinada por meios adequados. Na ausência de dados experimentais,  $K_{su}$  será tomado como sendo 1,0.

O atrito vertical é, também, induzido pela dilatação, tendendo a provocar tração vertical na parede. A tração será determinada pela seguinte equação:

$$P_{q, sw} = \mu \cdot P_{sw} \dots (5.3)$$

O somatório destas ações de atrito vertical na parede, por unidade de profundidade, no perímetro do silo, será:

$$N_{ten} = \gamma.R \left( \frac{\mu.K}{R} . C_{sw} - z \right) \dots\dots(5.4)$$

O fundo do silo deve ser projetado para resistir à maior pressão vertical:

$$P_v = \frac{\gamma.R}{\mu.K_{sw}} C_{sw} \dots\dots(5.5)$$

Quando a variação do teor de umidade for menor do que 1%, utilizar-se-ão os mesmos valores, a não ser que se disponha de dados experimentais.

## **5.6 Determinação das Ações Excepcionais**

### **5.6.1 Ações de Impacto de Veículos**

Quando houver possibilidade de ocorrer colisão de veículos com a estrutura de suporte, ou com o silo, onde não é prevista proteção adequada, forças de impacto apropriadas devem ser aplicadas à estrutura.

### **5.6.2 Pressão Causada pela Explosão Interna**

O perigo de explosão interna será pesquisado quando o produto armazenado no silo possuir partículas finas inflamáveis. Muitos produtos vegetais, animais, carbonáceos e compostos orgânicos sintéticos, podem formar poeira, sujeita à explosão. A faísca elétrica é muitas vezes suficiente para iniciar uma explosão. O potencial da explosão deve ser investigado por ensaios, quando necessário.

Certos produtos emitem gases inflamáveis durante o armazenamento. A potência desses gases, que são produzidos durante o armazenamento será considerada e, quando necessário, pesquisada e testada.

### **5.7 Combinação das Ações**

Cada elemento da estrutura deve ser calculado para carga e combinação de cargas apropriadas. Os valores característicos superior e inferior das cargas devem ser aplicados a cada elemento estrutural, considerando o estado limite último e o estado limite de utilização. A tabela 5.2 dá as combinações de ações recomendadas pela AS 3774 (1990) e a tabela 5.3 dá as recomendadas por SAFARIAN & HARRIS (1985).

A probabilidade de ter as cargas numa combinação atuante com seus valores característicos deve ser considerada, com todas as cargas variando aleatoriamente. Na falta de métodos para análise probabilística, a AS 3774 (1990) oferece uma idéia de combinação de carga com a identificação do elemento estrutural que é propício à resistência, quando um ou mais tipos de cargas numa combinação convergem para o valor característico inferior.

Certamente, todas as combinações de carregamentos devem ser consideradas de maneira razoável pelo projetista, segundo SAFARIAN & HARRIS (1985); combinações que são extremamente improváveis, devem ser naturalmente negligenciadas (combinações incluindo ambas as cargas de vento e terremoto). Qual combinação de carregamento deve ser considerada? A tabela 5.3 apresenta a matriz de tipos de carregamentos e sugestão de combinação para silos e bunkers; estas combinações não devem ser tomadas como uma regra imposta, devendo o projetista considerar circunstâncias especiais que podem ocorrer garantindo sua consideração no projeto.

## 5.8 Fatores de Ações

Dois conjuntos de fatores de cargas são especificados; um conjunto para estados limites últimos e outro para estados limites de utilização.

Os valores dos coeficientes de ponderação de cargas, segundo a AS 3774 (1990) expostos na tabela 5.4 refletem o conceito probabilístico do código dos estados limites, os quais variam de acordo com as classes de carregamento incluída em cada combinação particular de carga, desde que seja impossível abordar toda combinação de carga existente, numa grande variedade de silos; o calculista deve ter o cuidado de investigar todas as condições especiais que possam aparecer e aplicar os valores apropriados dos fatores de carga.

TABELA 5.2 - Classificação e combinação das ações segundo a AS 3774 (1990).

Classificação das ações		Combinções					
Grupo de ação	Tipo de ação		Descrição da ação	1	2	3	4
A	Ações permanente	A.1	Peso próprio do silo, estrutura de sustentação, planta mecânica e equipamentos (nota 2)	X	X	X	X
B	Ações variáveis normais	B.1	Ação gravitacional do produto armazenado	X	X	X	-
		B.2	Ações iniciais nas paredes do silo	X	-	-	-
		B.3	Ação induzida pelo fluxo do produto armazenado	-	X	-	-
		B.4	Força das correias transportadoras e carregamento, atuando sobre o silo (nota 3)	X	X	X	-
		B.5	Ação ativa da plataforma e cobertura	X	X	X	-
		B.6	Pressão interna do gás ou sucção (nota 4)	-	X	-	-
		B.7	Força de contenção lateral	X	X	X	-
		B.8	Impacto causado pelo descarregamento	-	-	X	-
		B.9	Forças de fixação da estrutura (nota 5)	-	-	X	-
C	Ações variáveis especiais	C.1	Ação do vento	-	-	*	*
		C.2	Ação devido ao recalque diferencial da fundação	-	-	*	-
		C.3	Ação devido ao diferencial de temperatura	-	-	*	-
		C.4	Ação sísmica	-	-	*	-
		C.5	Expansão do produto na descarga	-	-	*	-
D	Ações excepcionais	D.1	Impacto de veículos	-	-	*	-
		D.2	Pressão de explosão de pó	-	-	*	-

Notas:

1. Para combinações 3 das ações, os componentes marcados com \* serão considerados para combinar com aqueles também marcados sendo adotado o efeito mais desfavorável.
2. O peso próprio da estrutura, a fixação das instalações mecânicas e dos equipamentos. A ação identificada como do tipo A.1 será usada para todas as

combinações; os valores superior e inferior e a alternativa mais desfavorável serão adotados. A plataforma mecânica e os equipamentos instalados na cobertura, ou suspensos pela tremonha serão incluídos o limite superior para verificação da resistência e do cálculo da estabilidade da estrutura.

3. Forças induzidas na estrutura do silo pelas correias transportadoras e no carregamento, serão determinadas usando-se a condição de operação mais desfavorável que ocorra. As forças de atrito induzidas pelo carregamento serão calculadas com base na pressão vertical, e serão incluídas na pressão horizontal na tremonha. Considerar-se-á no projeto a força de arraste longitudinal das correias transportadoras, que são suportadas pela estrutura. Quando este valor da força inicial for pouco favorável, será utilizado no projeto. As vibrações e impactos transmitidos à estrutura do silo, provenientes da plataforma, correias e outros equipamentos, deverão ser pesquisados.
4. Forças devido às restrições lateral, braço de apoio (contra-ventamento da estrutura; mão francesa, etc.) e vigas rígidas, necessárias para propiciar a estabilidade da estrutura serão determinadas por análise adequada.
5. Quando a estrutura do silo for usada para dar estabilidade às galerias para transporte de produtos ou estruturas adjacentes, as ações transmitidas para essas estruturas serão incluídas no projeto da estrutura do silo.
6. A colisão de veículo nas colunas ou nas paredes dos silos não é prevista pela medida positiva; a força de impacto, determinada por uma análise dinâmica, será aplicada para o caso dos suportes.

TABELA 5.3 - Classificação e combinação das ações segundo SAFARIAN & HARRIS (1985).

Tipo de Carga	Combinações				
	A	B	C	D	E
Carga permanente	X	X	XX	XX	XX
Pavimento e sobrecarga da cobertura	X	+/-		X	
Pressão devido ao produto					
Estática	X	X		X	
Sobrepessão	X	X		X	
* Modificações	X	X		X	
Cargas térmicas	X	X		X	
Cargas devido a equipamentos	X	X		X	
Vento		X	X		
Terremoto				X	X
Cargas retidas	+/-	+/-		+/-	

Nota: +/- = considerar ou negligenciar, qualquer que seja a mais severa.

\* = para fluxo excêntrico, fluxo improvisado instável, etc.

\*\* = considerar também materiais amontoados na saída.

X = considerar

XX = considerar, mas reduzir se requerido por norma.

TABELA 5.4 - Coeficientes de ponderação dos estados limites últimos para utilização em projetos de silos em função dos tipos de ações (AS 3774, 1990).

Coeficientes de Ponderação das Ações			
Grupo	Tipo de ações	Estados limites últimos	Estados limites de utilização
A	Ações permanentes	1,4	1,0
A.1	Ação gravitacional do produto	1,25	1,0
B.2 e B.3	Ação induzida na parede pelo produto	1,5	1,1
B.2 a B.3	Ação devido ao produto aplicada à estrutura de suporte	1,5	1,0
B.4 a B.9	Outras ações normais de serviço	1,8	1,1
C	Ação provável para combinação com ações do grupo A e B	1,4	0,9
D	Ações acidentais para combinação com ações dos grupos A e B.	1,25	0,8

## **6. RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE FLUXO E DE AÇÕES EM SILOS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO**

Da análise teórica e experimental realizada por CALIL (1990), pode-se notar que as cargas em silos devido ao produto armazenado são variáveis espacialmente e temporariamente e, portanto, não podem ser calculadas com certeza absoluta. Todas as teorias existentes em silos falham nesta consideração, pois todos os parâmetros relevantes e mesmo aqueles que podem ser considerados com certeza absoluta são sujeitos a variações.

Ensaaios realizados em silos reais, mostraram que as cargas devido ao produto armazenado podem ser distribuídas assimetricamente, e que as cargas devido ao fluxo estão sujeitas a grandes flutuações. Fato é que nenhum desses fenômenos tem sido adequadamente considerado pelas teorias de cargas em silos.

Apesar deste fato ser conhecido e reconhecido em nível internacional, existem até o momento muito poucos estudos e dados estatísticos das medidas da variabilidade das cargas e da confiança na predição de fluxo de massa. A maioria dos grupos de estudos das normas internacionais tem indicado, para a avaliação das sobrepensões de descarga, coeficientes de majoração das cargas de carregamento baseados em experiências com o armazenamento de produtos conhecidos, com resultados de análises de ruínas e deformações em silos reais.

Como pode ser observado do estudo realizado por CALIL (1990), a prática de algumas normas é recente, pois a maioria delas é de publicação recente e de primeira edição (BMHM, 1985; AS3774, 1990; FIP/ISO, 1989 – concluída em 1997 ). Existem também, na maioria delas, muitas restrições ao seu emprego, como, por exemplo, serem

válidas somente para silos de concreto (ACI 313, 1983 e SNBATI, 1975), ou somente para silos elevados e altos (DIN 1055, 1987).

A proposta de Norma Brasileira para o projeto de fluxo e cargas em silos verticais, apresentada por CALIL (1993), é baseada em normas internacionais, tentando aproveitar o melhor de cada norma, resguardando as experiências práticas na utilização das mesmas dentro das responsabilidades de cada item do projeto.

### **6.1 Propriedades dos Produtos Armazenados**

A primeira decisão a tomar é verificar se o produto é de fluxo livre ou não. Um produto sólido particular deve ser designado como de fluxo livre se, em uso prévio em armazenamento em silo de descarga por gravidade (sem aditivos de descarga), nunca demonstrou quaisquer problemas de fluxo, ou se não mais que 3% do peso das partículas têm um diâmetro menor que  $250\mu\text{m}$ . Observa-se, entretanto, que teor de umidade, a temperatura e o impacto, durante o carregamento, podem causar coesão em um sólido normal de fluxo livre.

Para um produto de fluxo livre, é somente necessário obter o ângulo de atrito com a parede dentro de uma limitada variação do teor umidade e de outras propriedades, fornecidas pelas normas, ou, o que é mais preferível e recomendado em todos os casos, a realização de ensaios em aparelhos e metodologia apropriada. Para produtos que não são de fluxo livre, aparelhos de cisalhamento são usualmente necessários (Jenike Shear Cell), observando-se particularmente, a necessidade de tomar amostras representativas do produto. Se já são disponíveis resultados de ensaios para produtos de mesmas características, então estes podem ser usados com a adequada amplitude de variação entre os valores superiores e inferiores. Entretanto, os fatores modificantes devem ser observados em todos os casos, devendo o fator tempo de armazenamento ser especificado. A Tabela 6.1 apresenta propriedades físicas de produtos, segundo ACI 313 (1983).

## 6.2 Tipo de Fluxo

A segunda decisão é saber que tipo de fluxo será utilizado no projeto, se fluxo de massa ou de funil, como mostra a figura 6.1. O tipo de fluxo determina as características de descarga do produto, o tipo de segregação, a formação ou não de zona de produto sem movimento e se o silo pode ser esvaziado completamente. Também determina a distribuição de pressões nas paredes do silo e na fundação, e a integridade e custo da construção. A determinação do tipo de fluxo deve ser feita enquanto o silo está sendo projetado, ou quando são previstas mudanças em sua estrutura ou na manipulação dos produtos a serem armazenados.

TABELA 6.1 – Propriedades dos produtos armazenados, segundo a ACI-313 (1983).

Produto	Peso específico ( $\gamma$ ) kg/m <sup>3</sup>	Ang. Rep. ( $\rho$ ) Graus	Coeficiente de Atrito ( $\mu'$ )	
			Concreto	Aço
Cimento, clínquer	1410	33	0,6	0,3
Cimento Portland	1345 – 1600	24 a 30	0,36-0,45	0,30
Argila	1700 – 2210	15 a 40	0,2-0,5	0,36 - 0,7
Carvão betuminoso	800 – 1040	32 a 44	0,50-0,60	0,30
Carvão	960 – 1120	24 - 30	0,45-0,50	0,30
Coque	610	40	0,80	0,50
Farinha	610	40	0,30	0,30
Cascalho	1600 – 2000	25 a 30	0,40-0,45	
Grãos miúdos: trigo, milho, cevada, fei- jão, aveia, arroz, centeio	735 – 990	23 a 37	0,29-0,47	0,26-0,42
Calcário em rocha	1600	40	0,5	0,3
Minério de ferro	2640	40	0,50	0,36
Cal queimada, pedra	800 – 960	25 a 55	0,50-0,60	0,30
Cal queimada, fina	910	35	0,5	0,3
Cal queimada,	1200	35	0,5	0,3
Cal pulverizada	700	35	0,50	0,30
Mín. de manganês	2000	40		
Areia	1600 – 2000	25 a 40	0,40-0,70	0,35-0,50
Soja em grão	800 – 960	23	0,25	0,20
Açúcar granular	1000	35		

Para evitar perigosos acidentes, é necessário determinar que provável padrão de fluxo pode vir a ocorrer no interior do silo (ACI-313, 1983):

1. Fluxo de funil. Esta é a condição mais comum. O fluxo do produto para a saída dá-se dentro de um canal em expansão formado dentro uma massa estagnada. As cargas neste modelo de fluxo são geralmente calculadas por normas disponíveis, enquanto os parâmetros de projeto (propriedades do produto armazenado) são convenientemente selecionados; a saída deve ser suficientemente grande para assegurar o impedimento de fluxo por gravidade; a retirada do produto se dá pelo centro do silo; a razão entre altura-lado (diâmetro) do silo é menor que 2,5 e a razão de descarga é suficientemente baixa. Fluxo brusco (desordenado) é típico, porque o fluxo de canal não é definido e se altera com o tempo. Em elevadas razões de descarga, o fluxo desordenado pode ser destrutivo.

2. Fluxo de massa. Este modelo prevalece quando todo o produto no silo entra em movimento, toda vez que qualquer saída é aberta. Este modelo de fluxo conduz a grande sobrepressão no topo da tremonha (convergindo para o fundo do silo). Para assegurar que o fluxo de massa ocorra é necessário que (DIN 1055, 1087):

- (a) a abertura de descarga seja suficientemente larga para que o produto flua a menos que sejam formados arcos;
- (b) o dispositivo que controla o fluxo permita fluxo de produto sem interrupção em toda área da saída;
- (c) as paredes da tremonha sejam suficientemente lisas e íngremes para permitir a descida do produto (deste modo há expansão do canal de fluxo em todas as direções das paredes cilíndricas do silo).

JENIKE (1964) forneceu informações de projeto, na forma de gráficos, para duas formas comuns de tremonhas de descarga relacionadas ao tipo de fluxo que se deseja impor ao silo. As formas das tremonhas e a relação gráfica são apresentadas na figura 6.2. A ocorrência de fluxo de massa ou de funil é vista como sendo dependente dos valores de inclinação dos ângulos da tremonha  $\theta_c$  e  $\theta_p$  ângulo de atrito do produto com a parede  $\phi'$  ( $\phi' = \tan^{-1} \mu'$ ).

Área de fronteira entre fluxo de funil e massa: a região marcada “instável” no gráfico da figura 6.2, indica condições onde o fluxo pode mudar repentinamente entre fluxo de funil e massa, podendo grande parte da massa do produto estar em fluxo instável e, conseqüentemente, desenvolvendo choque de cargas. Tal condição de fluxo pode também direcionar a um modelo de fluxo assimétrico e, conseqüentemente, a assimetria de cargas nas paredes do silo. Esta condição provoca sérios estragos nos silos.

Como regra geral, o fluxo de massa deve ser o escolhido se:

- a) a vazão de descarga é controlada sem indevidas flutuações;
- b) a segregação nas partículas obtidas é minimizada;
- c) o tempo de armazenamento no silo não é indevidamente prolongado (com conseqüentes mudanças deterioráveis do produto armazenado);
- d) o local disponível é adequado para a tremonha cujos lados são muito inclinados ou é possível usar equipamentos de descarga nas tremonha de lados menos inclinados.

O fluxo de funil deve ser escolhido se:

- a) as vantagens acima de fluxo de massa não são de particular importância;
- b) algumas flutuações na vazão de descarga, alguma segregação e tempos de armazenamento prolongados, para produto armazenado, não são desvantagens;
- c) locais adequados ou altura são limitados ou antieconômicos;
- d) o espaço é utilizado ao máximo;
- e) saídas múltiplas são necessárias;
- f) o produto é de fluxo livre, particularmente se ele também contém partículas grandes, que podem compactar o produto em tremonhas com lados muito inclinados.

O fluxo de massa requer sempre uma tremonha. O ângulo de inclinação da tremonha deve ser determinado pelo gráfico da figura 6.2. Para fluxo de funil, não é preciso uma tremonha para produto de fluxo livre, embora seja necessária para completa descarga por gravidade. Silos de fundo plano podem ser esvaziados por meio de elementos mecânicos de descarga, como, por exemplo, rosca sem fim. Se o silo já existe ou está fora do projeto padrão, então ocorre que a inclinação da tremonha e sua

superfície, fornecem um tipo de fluxo que não é de massa e nem de funil. Nestes casos, para evitar comportamentos instáveis de fluxo, serão necessários:

- fazer as paredes da tremonha mais rugosas, ou;
- fazê-las mais lisas;
- usar vibração ou outros métodos que possuam o efeito de reduzir o atrito na parede da tremonha.

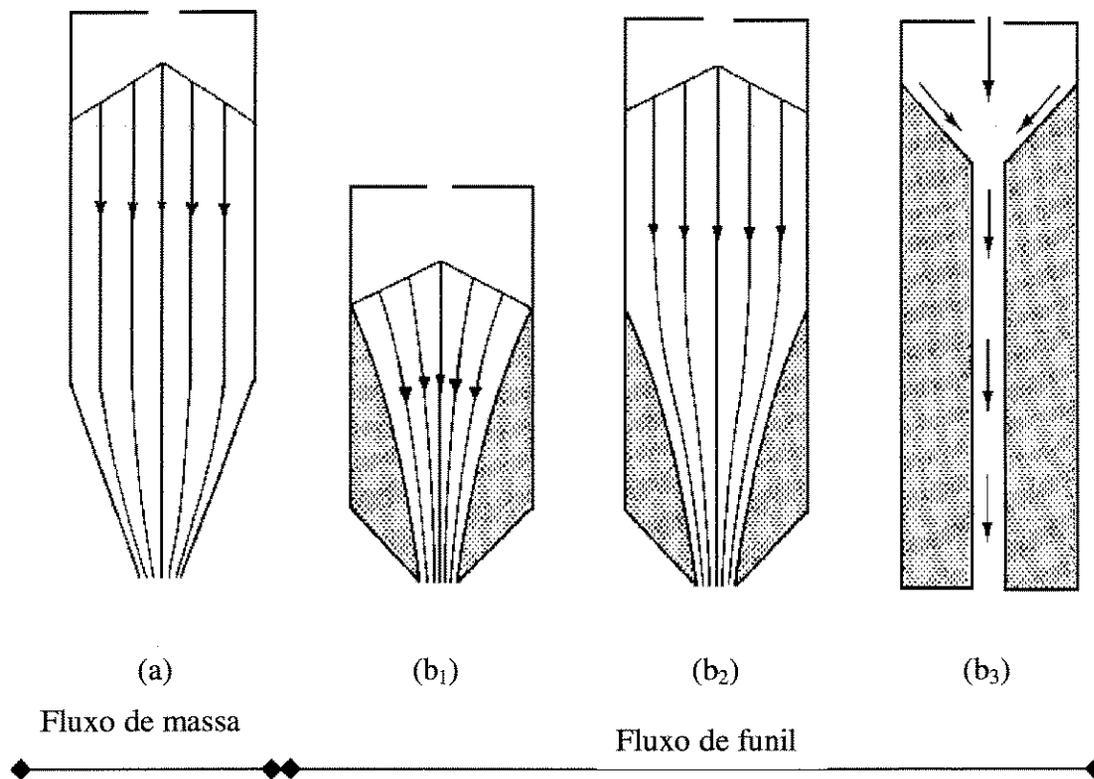


FIGURA 6.1 - Tipos de Fluxo

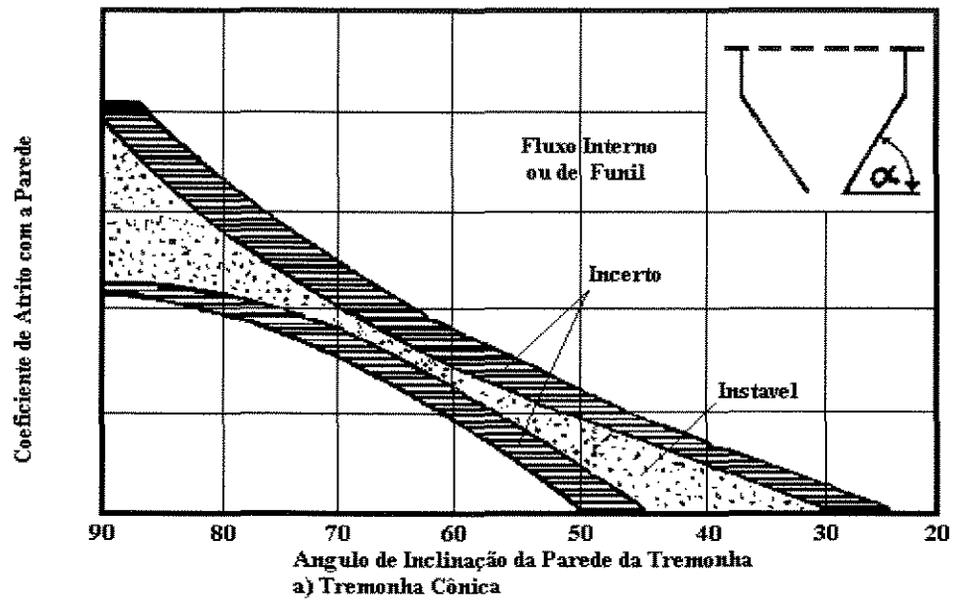


FIGURA 6.2- a) Limites para fluxo tipo massa e funil (tremonha cônica) CALIL (1992)

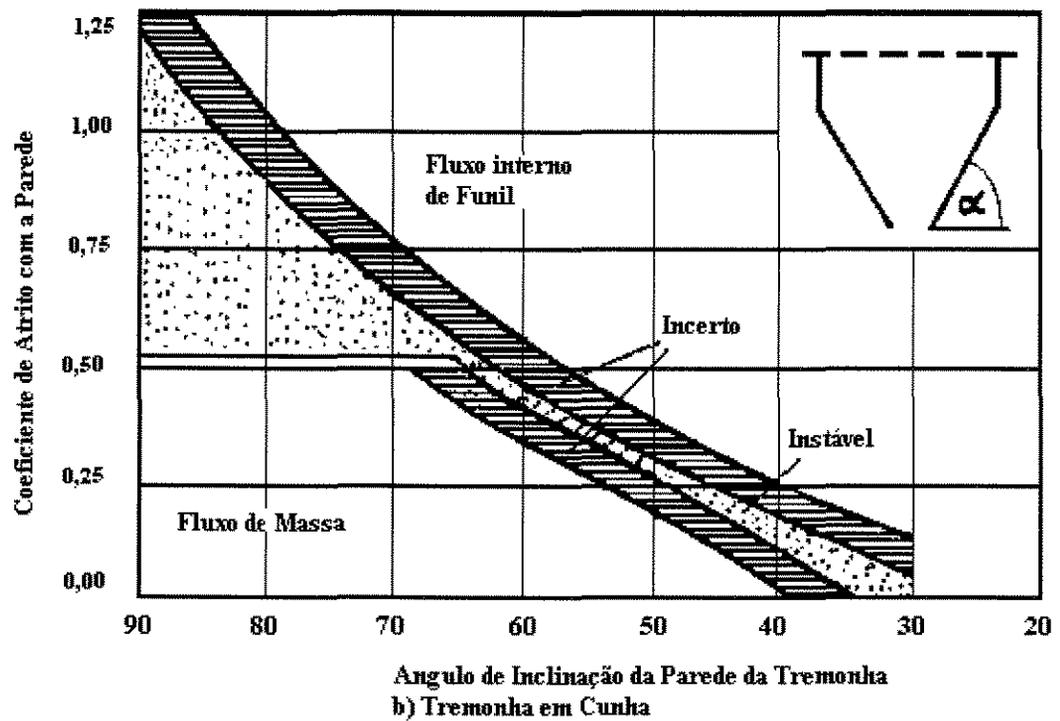


FIGURA 6.2 - b) Limites para fluxo tipo massa e funil (tremonha em cunha) CALIL (1992)

### 6.3 Pressões em Silos de Concreto

Para o cálculo das pressões em silos de concreto, por se tratar de um dos ítems de maior responsabilidade, sugere-se a adoção da norma ACI-313 (1983) e DIN-1055 (1987).

Os cálculos devem ser feitos para condições de descarga na seção paralela (corpo do silo) e para a condição de carregamento na tremonha (para fluxo de massa, ou fluxo de funil, ou para ambos devendo-se evitar os eventuais regimes de contorno), escolhendo o valor máximo em cada caso.

#### 6.3.1 Campo de Aplicação das Normas

- válida para qualquer material de construção do silo (DIN-1055);
- válida para silos de concreto armado (ACI-313):
- silos verticais (DIN-1055);
- silos verticais, prismáticos, superficial (baixo), bunker e staves (ACI-313);
- dimensões dos silos:  $\frac{H}{D} > 0,80$  e  $\frac{P_{vc}}{\gamma} < 25m$  (DIN-1055);
- não é válida para produtos fortemente coesivos e produtos granulares que incham (DIN-1055);
- válida para armazenamento de produtos granulares (ACI-313).

- Formas e Dimensões das Seções Transversais das Células – Raio Hidráulico

$$R = \frac{A(\text{área})}{Up(\text{perímetro})}$$

A Tabela 6.2, apresenta alguns valores do raio hidráulico em função da geometria e do lado do silo.

TABELA 6.2 - Raio Hidráulico para suas respectivas seções transversais, segundo DIN-1055.

Seção Transversal	Raio Hidráulico (R)
Circular	0,25 $d_c$
Quadrada	0,25 $d_c$
Retangular	
- considerando o menor lado (b)	
- para $a/b = 1,0$	0,25 $d_c$
- para $a/b = 1,5$	0,27 $d_c$
- para $a/b = 2,0$	0,30 $d_c$
- para $a/b = 4,0$	0,33 $d_c$
- para $a/b \geq 5,0$	0,35 $d_c$
- considerando o maior lado (a)	
- para $a/b = 1,5$	0,30 $d_c$
- para $a/b = 2,0$	0,33 $d_c$
- para $a/b = 4,0$	0,40 $d_c$
- para $a/b = 5,0$	0,50 $d_c$
Intercelular	0,30 $d_c$
Poligonal	0,27 $d_c$

De acordo com a ACI-313 (1983), para silos circulares,  $R = D/4$ ; para silos com forma de polígonos regulares,  $R = d_c/4$ , onde  $d_c$  é o diâmetro do círculo de área equivalente inscrito no silo; para silos quadrados,  $R = a/4$ , onde  $a$  é o comprimento do lado. Para o lado menor da parede de silos retangulares, aplica-se  $R = a/4$ , e, para o lado maior, aplica-se  $R = a'/4$ , onde  $a'$  é o comprimento do lado de um silo imaginário:  $a' = (2ab)/(a+b)$ , onde  $a$  é comprimento do lado menor e  $b$  o comprimento do lado maior.

### 6.3.2 O Valor de K (relação entre as pressões horizontal e vertical)

O valor de K é definido na norma alemã pela expressão:  $K = 1,2 (1 - \sin \phi_i)$ , ou seja, o coeficiente de empuxo de solos multiplicado por 1,2. O fator 1,2 foi escolhido para garantir que em pequenas alturas do produto armazenado, ou seja, na parte superior do silo, resultem curvas de ações mais complexas. O valor de K é definido na norma

americana pela expressão:  $K = \frac{1 - \sin \phi_i}{1 + \sin \phi_i}$ .

### 6.3.3 Pressões de Carregamento

Pressões do produto contra as paredes e fundo do silo devem ser determinadas por um dos métodos apresentados pela ACI-313 (1983). Pressões de produtos devem ser consideradas não somente no caso de pressão estática, mas, também, em todos os possíveis aumentos de pressão causados por carregamentos, descarregamentos do produto, arcos, colapso de produto arqueado, aeração e descarga excêntrica. Para grupos de silos, a possibilidade de algumas células serem carregadas e outras descarregadas ao mesmo tempo deve ser considerada.

Qualquer método de cálculo das pressões pode ser utilizado desde que trace as pressões horizontal e vertical, força de atrito, e que, no mínimo, sejam aproximados, com fator de sobrepressão, tal como especificado pela norma. Quando as propriedades do produto variarem substancialmente, as pressões devem ser calculadas usando combinações das probabilidades que possam reproduzir as mais severas pressões.

Pressões estáticas exercidas pelo produto armazenado em repouso devem ser calculadas por um dos seguintes métodos:

(a) Método de Janssen (ver figura 6.3)

1 - Pressão estática vertical por unidade de profundidade  $y$ , abaixo da superfície do produto armazenado:

$$q = \frac{\gamma \cdot R}{\mu' \cdot K} \left[ 1 - e^{-\mu' \cdot K \cdot Y / R} \right] \dots\dots(6.1) \text{ onde } R = \text{raio hidráulico}$$

2 - Pressão estática lateral por unidade de profundidade  $Y$ :

$$p = q \cdot K \dots\dots(6.2)$$

Na equação acima,  $K$  é assumido como sendo:

$$K = \frac{1 - \sin\phi_i}{1 + \sin\phi_i} \dots\dots(6.3)$$

3 - Força de atrito vertical por unidade de largura do perímetro da parede, abaixo da profundidade  $Y$ :

$$V = (\gamma \cdot Y - 0,8 \cdot q) R \dots\dots(6.5)$$

(b) Método de Reimbert (ver figura 6.3)

1 - Pressão estática vertical por unidade de profundidade  $Y$ , abaixo da superfície do produto armazenado:

$$q = \gamma \left[ Y \cdot \left( \frac{Y}{C_R} + 1 \right)^{-1} + \frac{h_c}{3} \right] \dots\dots(6.5)$$

2 - Pressão estática lateral unitária na profundidade  $Y$ :

$$p = p_{\max} \left[ 1 - \left( \frac{Y}{C_R} + 1 \right)^{-2} \right] \dots\dots(6.6)$$

Para silos circulares:

Pressão estática máxima -  $p_{\max}$

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot D}{4 \cdot \mu'} \dots\dots(6.7)$$

$$C_R = \frac{D}{4 \cdot \mu' \cdot K} - \frac{hc}{3} \dots\dots(6.8), \text{ onde } K \text{ é dado pela eq. (6.3)}$$

Para silos poligonais de mais de quatro lados:

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot R}{\mu'} \dots\dots(6.9)$$

$$C_R = \frac{L}{\pi} \cdot \frac{1}{4 \cdot \mu' \cdot K} - \frac{hc}{3} \dots\dots(6.10) \text{ (R é o mesmo definido no método de Janssen)}$$

Para silos retangulares, na menor parede  $a$ :

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot a}{4 \cdot \mu'} \dots\dots(6.11)$$

$$C_R = \frac{a}{\pi \cdot \mu' \cdot K} - \frac{hc}{3} \dots\dots(6.12)$$

Para silos retangulares, na maior parede  $b$ :

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot a'}{4 \cdot \mu'} \dots\dots(6.13), \text{ onde } a' \text{ é definido pelo método de Janssen.}$$

$$C_R = \frac{a'}{\pi \cdot \mu' \cdot K} - \frac{hc}{3} \dots\dots(6.14)$$

3 - Força de atrito por unidade de largura de parede, na profundidade Y:

$$V = (\gamma.Y - q)R \dots(6.15)$$

(c) Qualquer método: A pressão estática normal unitária em uma superfície inclinada de um ângulo  $\alpha$ , com a horizontal, na profundidade Y, abaixo da superfície do produto armazenado:

$$q_{\alpha} = p.\text{sen}^2 \alpha + q.\text{cos}^2 \alpha \dots(6.16)$$

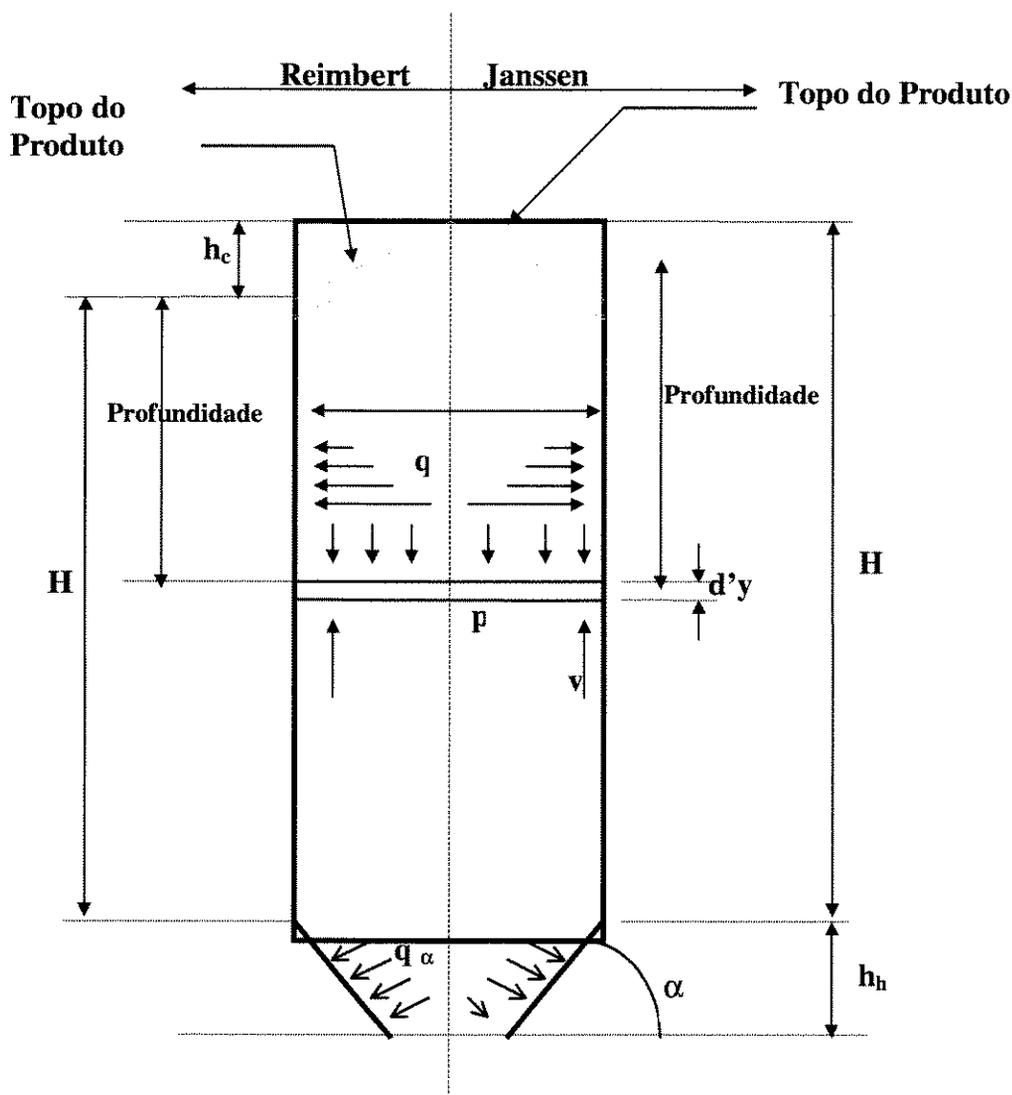


FIGURA 4.3 - Dimensões para silos utilizando as equações de Reimbert's e Janssen.

As pressões  $P_{hd}$ ,  $q_{des}$ , e  $q_{\alpha des}$  devem ser obtidas através de simples multiplicação da pressão estática ou força, por uma correção apropriada do fator de sobrepessão  $C_d$ ,

ou fator de impacto  $C_i$ , qualquer que seja o maior valor entre a pressão total ou força. Devido ao impacto, a pressão vertical também deve ser multiplicada por  $C_i$ . Os valores mínimos necessários do fator  $C_d$  e  $C_i$  são fornecidos pelas tabelas B1 e B2, (anexo B).

#### 6.3.4 Pressões Adicionais em Silos com Fluxo de Massa (DIN-1055)

As pressões adicionais, devido ao fluxo de massa na transição do corpo do silo com a tremonha, serão dadas pelo menor valor das seguintes equações:

$$P_s = \gamma \times z \quad \dots (6.17)$$

$$P_s = \gamma \times d_c \quad \dots (4.18), \text{ onde } b_s = 0,3 \times d_c$$

Considera-se que a pressão adicional varie linearmente de  $0,30d_c$  acima e abaixo da transição, como é mostrada na figura 6.4.

#### 6.3.5 Pressões Devido a Descarga Excêntrica

Para levar em conta a excentricidade da descarga, a norma DIN-1055 adota um coeficiente de excentricidade  $\beta_a$ , definido como:

$$a_{ex} / r < 1/3 \rightarrow \beta_a = 1$$

$$a_{ex} / r \geq 1/3 \rightarrow \beta_a = 3 (a_{ex}/r)$$

$a_{ex}$  = excentricidade da boca de descarga

Este coeficiente multiplicado por outros coeficientes que levam em consideração a esbeltez do silo ( $\beta_h$ ), a rigidez do silo ( $\beta_r$ ), e o produto a ser armazenado ( $\beta_g$ ), constituem o coeficiente.

$\beta = \beta_a \times \beta_h \times \beta_r \times \beta_g$ , que deve multiplicar a pressão de descarga central  $P_{hd}$ . Esta pressão deve ser considerada atuando numa área quadrada de lado igual a  $0,8 A/U$  (raio hidráulico), diametralmente oposta à parede lateral, até metade da altura do cilindro, e manter o crescimento percentual da solicitação resultante para a altura total.

$\beta_h$  = coeficiente de esbeltez do silo:

$$H/d_c < 1 \rightarrow \beta_h = 1$$

$$1 \leq H/d_c \leq 4 \rightarrow \beta_h = 0,20 H/D + 0,8$$

$$H/d_c > 4 \rightarrow \beta_h = 1,6$$

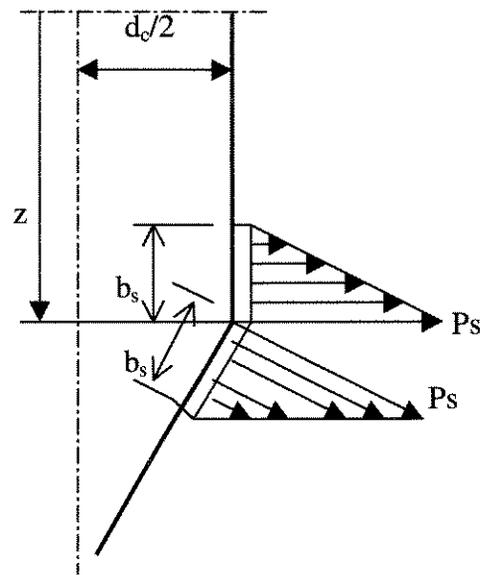


FIGURA 6.4 - Pressão adicional – fluxo de massa (DIN – 1055).

$\beta_r$  = coeficiente de rigidez do silo:

$$r/t \leq 70 \rightarrow \beta_r = 0,30$$

$$r/t \geq 70 \rightarrow \beta_r = 0,05$$

$70 < r/t < 100 \rightarrow$  interpolação linear

$\beta_g$  = função do tipo de produto

- açúcar, areia cascalho para concreto = 0,40;
- trigo, cevada, calcário, cimento, óxido de alumínio, fosfato, soja, beterraba, batata, cinzas, pó de carvão e ferro = 0,50;
- farinha, carvão, coque, escória de caldeira e cal hidratada = 0,60;
- clínquer e cascas = 0,70;
- milho = 0,90;
- ração = 1,00.

### 6.3.6 Pressões Sobre o Fundo e Tremonha

#### - Fundo plano ( $\alpha < 20^\circ$ )

Para silos com relação altura/lado maior que 1,5, a pressão vertical atuante no fundo do silo será assumida como sendo uniformemente distribuída e dada pela equação:

$$P_{vd}(z) = C_b \times P_{vc}(z) \leq \gamma \cdot H \quad \dots (6.19)$$

onde  $C_b = 1,5$  para todos os casos, exceto para produtos que propiciem formação de abóbodas, quando então  $C_b = 1,8$ .

Para silos com relação altura/lado menor que 1,5, com distribuição não uniforme de pressão, a pressão vertical pode ser assumida como:

$$P_{vd}(z) = C_b \times P_{vc}(z) \leq \gamma \cdot z^* \quad \dots (6.20)$$

Neste caso, para determinação da pressão vertical de carregamento, a profundidade  $z^*$  será igual à altura da parede do silo e igual a  $1,5d_c$  no centro do silo.

#### - Fundo da tremonha ( $\alpha \geq 20^\circ$ )

A pressão normal às paredes da tremonha, devido ao produto armazenado dentro da mesma, como mostra a figura 6.5, é dada pela equação:

$$P_n = \frac{2,4 \cdot \gamma \cdot R \cdot K (\sin^2 \alpha)}{\sqrt{\mu'}} \quad \dots (6.21)$$

$$P_w = \frac{P_n}{2} \quad \dots (6.22)$$

#### - Pressão do Produto Sobre a Tremonha

A pressão normal às paredes da tremonha, devido ao produto sobre a linha de transição entre o corpo do silo e a tremonha, como mostra a Figura 6.6, é dada pelas equações abaixo:

$$P_{no} = (P_{vc} \cdot C_b \cdot \cos^2 \alpha + P_{hc} \cdot \sin^2 \alpha) \left( 1 + \frac{\sin 2\alpha}{4\mu} \right) \dots (6.23)$$

$$P_{nu} = P_{vc} \cdot C_b \cdot \cos^2 \alpha \dots (6.24)$$

$$P_w = \frac{P_n}{2} \dots (6.25)$$

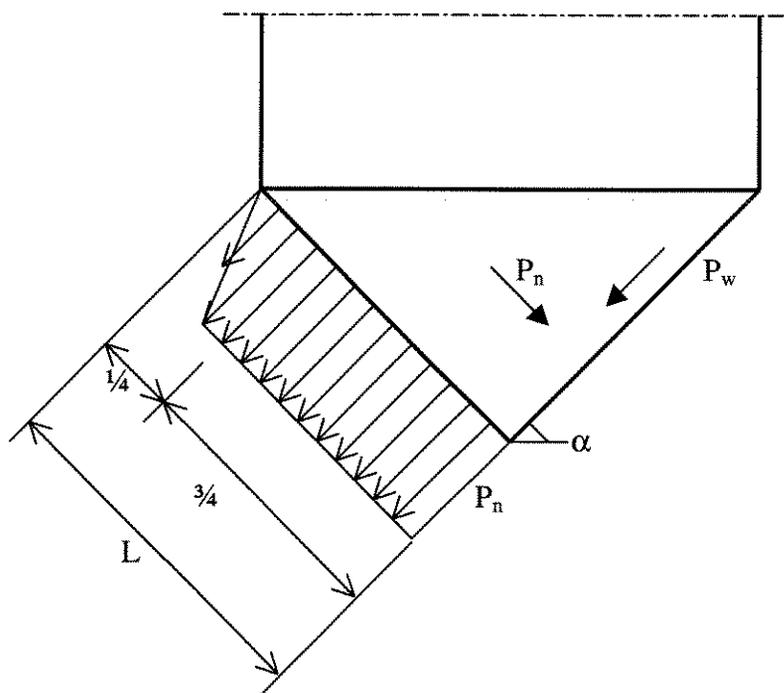


FIGURA 6.5 – Pressões sobre as paredes da tremonha devido ao produto armazenado (DIN – 1055).

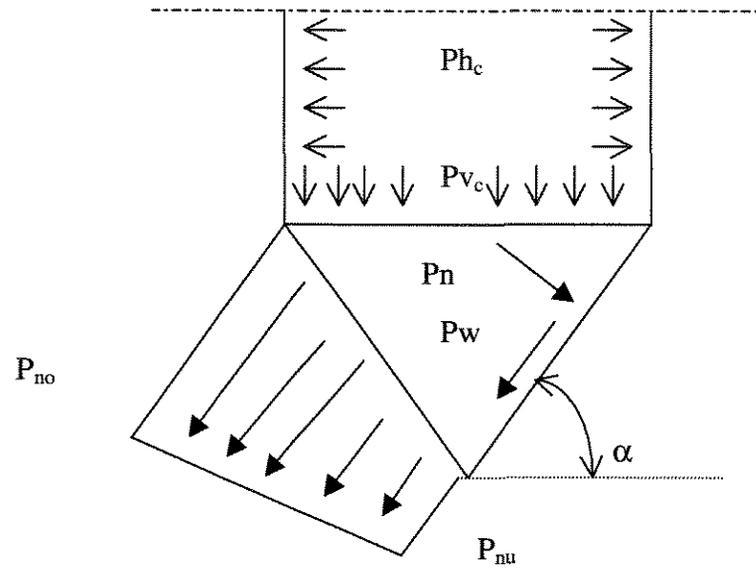


FIGURA 4.6 – Pressão normal a tremonha devido ao produto sobre a tremonha (DIN – 1055).

## **7 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DO MILHO PARA O PROJETO DE FLUXO E DE PRESSÕES EM SILOS QUADRADOS EM CONCRETO ARMADO**

A caracterização do milho foi feita através da determinação das seguintes propriedades físicas utilizadas em projetos de fluxo e de pressões em silos:

- granulometria;
- umidade;
- densidade;
- ângulo estático de atrito interno
- efetivo ângulo de atrito interno
- ângulo cinemático de atrito entre o produto armazenado e o tipo de material

da parede do silo (concreto).

O equipamento utilizado para as determinações foi o aparelho de cisalhamento de translação adotado pelos principais grupos de pesquisas e normas, conhecido internacionalmente como “Jenike Shear Cell”.

Para este trabalho foi utilizado o milho (Zea mays) por ser este um dos principais produtos cultivados e utilizados na maioria das propriedades e agroindústrias brasileiras. Este produto foi adquirido junto ao Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, na safra 95/96.

### **7.1 Metodologia**

A determinação das propriedades dos produtos armazenados, de acordo com CALIL (1990), depende do conhecimento dos lugares geométricos de deslizamento, determinados pela relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal para o produto armazenado, avaliando-se como desliza em relação a si próprio e com o material da parede de construção do silo. Esta informação é obtida de testes em laboratórios usando células especiais de cisalhamento desenvolvidas para produtos armazenados. Através deste equipamento, pode ser determinada a tensão sob armazenamento e as condições de fluxo que podem ocorrer nos silos destinados ao armazenamento e expedição de milho.

Em testes instantâneos, o sólido (produto a ser armazenado) é conduzido a uma condição de deformação estável sob pressão normal pré-definida num plano de cisalhamento. Isso é conseguido em dois estágios. No primeiro estágio, chamado de rotador, o sólido é rotado em célula de cisalhamento sob pressão com a finalidade de preparar amostra uniforme. No segundo, chamado pré-cisalhamento, uma camada de sólido é forçada a se deformar sob pressão e tensão cisalhante até que uma força de cisalhamento, estável ou quase aproximada, é alcançada. Um processo de otimização é usado para determinar as pressões mais adequadas de rotações. Algumas vezes, uma seqüência de diminuição das pressões de pré-cisalhamento é também necessária. Nos testes em função do tempo, um terceiro estágio de consolidações sob pressão estática é aplicado para determinar o efeito do decorrer do tempo, isto é, o efeito do tempo no produto armazenado.

A determinação do lugar geométrico de deslizamento (YL) e do lugar geométrico de deslizamento com a parede (WYL) dá uma indicação para predizer a inclinação da tremonha e as dimensões da boca de descarga que irá fornecer, quando possível, determinado fluxo do produto armazenado e prever o tipo de fluxo. Estes parâmetros também são necessários para o cálculo das pressões que atuam nas paredes do corpo do silo e da tremonha.

A metodologia de ensaio empregada para determinação das propriedades físicas do milho foi a proposta por MILANI (1993). A máquina de ensaio utilizada foi a TSG 70-140 “aparelho de cisalhamento de Jenike”, cujas instruções para funcionamento estão

descritas no manual de operação (OPERATING INSTRUCTIONS FOR THE TRANSLATIONAL SHEAR TESTER TSG 70-140). O equipamento é constituído por duas partes principais:

- aparelho de cisalhamento (Figura 7.1);
- aparelho registrador de tensões de cisalhamento (Figura 7.2).

Para a determinação dos lugares geométricos de deslizamento foi utilizada a célula de cisalhamento de Jenike, por ser a mais utilizada em todo o mundo e recomendada por normas internacionais para essa determinação, sendo, também, a mais versátil (JENIKE & JOHANSON, 1979).

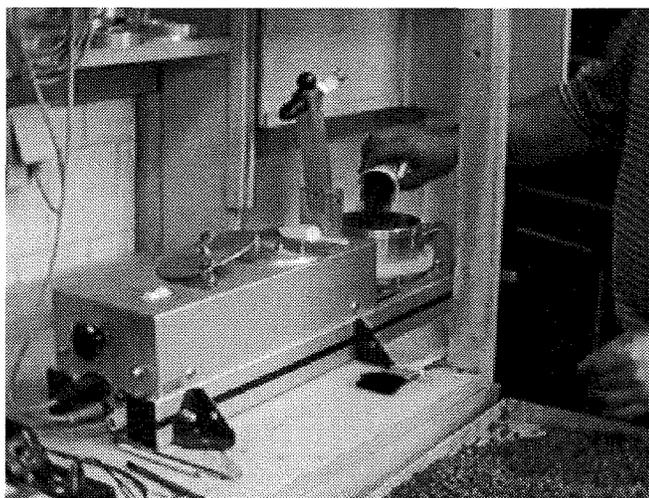


FIGURA 7.1 - Vista do aparelho de cisalhamento de Jenike.

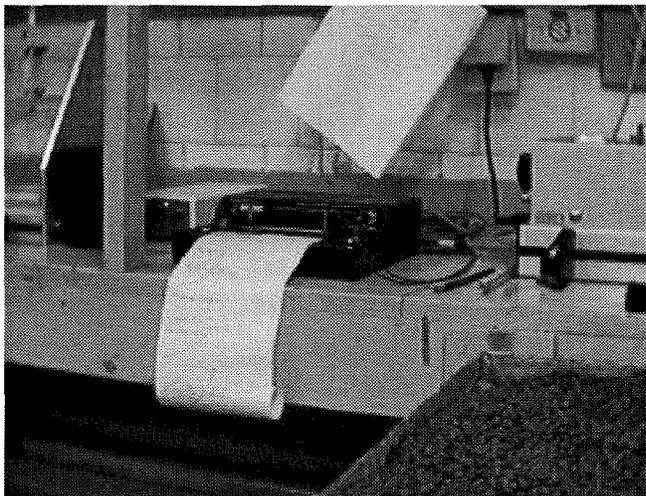


FIGURA 7.2 - Vista do aparelho registador de tensões.

### 7.1.1 Granulometria

A determinação da classificação granulométrica foi realizada em função das dimensões dos grãos de milho, utilizando-se o método de peneiramento realizado com amostra previamente pesada e peneirada, durante 10 minutos, com velocidade de 50 rpm. No final, pesou-se a quantidade de produto retida em cada peneira e se calculou a percentagem. CALIL (1984) propôs uma classificação dos produtos armazenados em função da granulometria, esta é a seguinte:

$D > 0,42 \text{ mm}$	- granular
$0,42 < D < 0,149 \text{ mm}$	- pulverulento coesivo
$0,149 < D < 0,079 \text{ mm}$	- pulverulento coesivo fino
$D < 0,079 \text{ mm}$	- pulverulento extra-fino

### 7.1.2 Teor de Umidade

O teor de umidade foi determinado efetuando-se três repetições, em amostras com aproximadamente 30 gramas de milho. As amostras foram acondicionadas em

recipientes de alumínio previamente tarados, e em seguida pesadas para se obter o peso úmido ( $Pu_m$ ) do milho e levadas à estufa, à temperatura de 105 °C, por 24 horas, em seguida as mesmas eram resfriadas em dessecador e novamente pesadas, obtendo-se o peso seco ( $Ps_m$ ). Os teores de umidade foram calculados com uso da seguinte expressão:

$$U_m = \frac{Pu_m - Ps_m}{Ps_m} \times 100 \dots (7.1)$$

onde:

$U_m$  = teor de umidade do milho;

$Pu_m$  = peso úmido da amostra de milho;

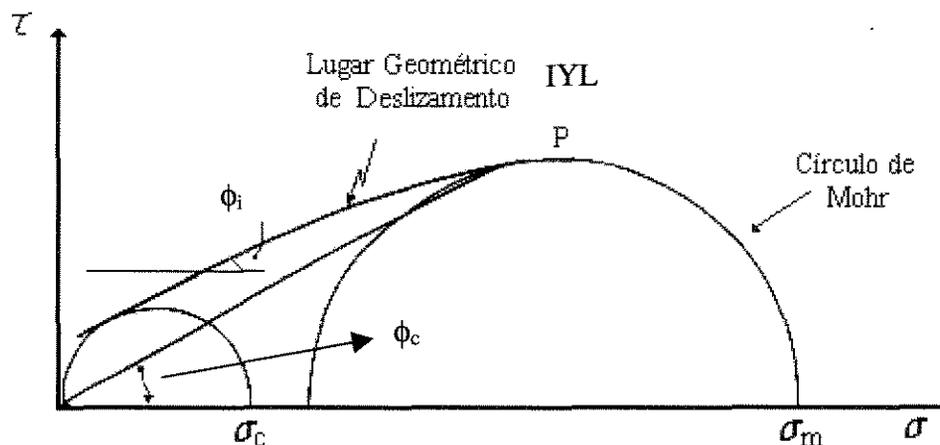
$Ps_m$  = peso seco da amostra de milho.

### 7.1.3 Densidade em Função da Consolidação

De acordo com JENIKE (1964), a influência da compressibilidade de um produto (mudança de densidade com a pressão de consolidação), no processo de fluxo, é desprezível. Entretanto, a densidade do produto necessita ser calculada, por ser importante parâmetro para a determinação do tipo de fluxo e das pressões em silos.

### 7.1.4 Determinação Simplificada do IYL

Se o produto parece ser de fluxo livre ou o efeito da variação dos parâmetros como: teor de umidade, temperatura e tempo de consolidação, são rapidamente determinados, então é possível adotar procedimento de teste simplificado, embora isso necessite ser confirmado pelo valor da Função Fluxo do Produto. Este procedimento simplificado consiste em determinar a tensão de deslizamento somente na carga de consolidação (ponto P da figura 7.3) e uma ou outra carga; então, a função torna-se uma linha reta entre dois pontos.



$\sigma_c$  = Resistência ao deslizamento;

$\sigma_m$  = Tensão máxima de consolidação;

$\phi_i$  = Ângulo de atrito interno;

$\phi_c$  = Efetivo ângulo de atrito interno.

FIGURA 7.3 - Lugar geométrico de deslizamento

### 7.1.5 Ângulo de Atrito Interno

Este é o ângulo que o IYL forma com a horizontal. Para um IYL convexo para cima, o ângulo com o aumento da tensão de compressão. Um método prático muito utilizado para determinar este ângulo é fornecido por JENIKE (1980).

### 7.1.6 Efetivo Ângulo de Atrito Interno

Este é o ângulo formado com a horizontal de uma linha entre a origem e o ponto P (tangente ao IYL no semi-círculo de Mohr da maior tensão de consolidação). Atualmente, há uma incerteza na variação deste parâmetro, e isto deve ser considerado: tomando um valor superior ( $\phi_u$ ), um valor inferior ( $\phi_{ei}$ ) e utilizando estes valores como indicados nas equações de fluxo e pressão. Entretanto, existem efeitos devidos ao tempo.

Desde que as tangentes às curvas do YL do semi-círculo de Mohr tendem a ser incertas, o efetivo ângulo de atrito interno é, na prática, sempre determinado pelo traçado de uma linha da origem ao ponto final do IYL (figura 7.3). Se somente um valor (médio) do efetivo ângulo de atrito interno é disponível, os valores do limite superior e inferior são determinados pela adição e subtração de 5 graus CALIL (1990), respectivamente.

### **7.1.7 Tensão Máxima de Consolidação ( $\sigma_m$ )**

É a tensão normal fornecida pelo segundo semi-círculo de Mohr, plotado através do ponto correspondente às condições de consolidação da amostra e tangente ao IYL, interceptando o eixo no ponto  $\sigma_m$ , este sendo o maior dos dois valores da interseção. A tensão máxima de consolidação é denominada  $\sigma_m$  (figura 7.3).

---

### **7.1.8 Resistência ao Deslizamento ( $\sigma_c$ )**

Esta é a tensão normal, obtida pela interseção do primeiro semi-círculo, plotado a partir da origem das coordenadas e tangente ao IYL. Interceptando o eixo  $\sigma$  em  $\sigma_c$ , determina-se a resistência máxima ao deslizamento do produto (figura 7.3).

## **7.2 Ensaio Realizados**

Para o produto em estudo foram determinados de 3 a 4 lugares geométricos instantâneos de deslizamento (IYL), com cargas de consolidação de pré-cisalhamento da ordem de 10 kgf, 7 kgf, 5 kgf e 2 kgf. Para cada valor de consolidação de pré-cisalhamento, foram executados três ensaios com cargas de consolidação de cisalhamento, correspondendo ao IYL. A tabela 7.1 mostra os níveis de carregamento de pré-cisalhamento e cisalhamento.

De cada gráfico do IYL, determina-se o ângulo de atrito interno ( $\phi_i$ ), efetivo ângulo de atrito interno ( $\phi_c$ ), tensão máxima de consolidação ( $\sigma_m$ ) e resistência ao deslizamento ( $\sigma_c$ ).

TABELA 7.1 – Níveis de carga utilizado nos ensaios.

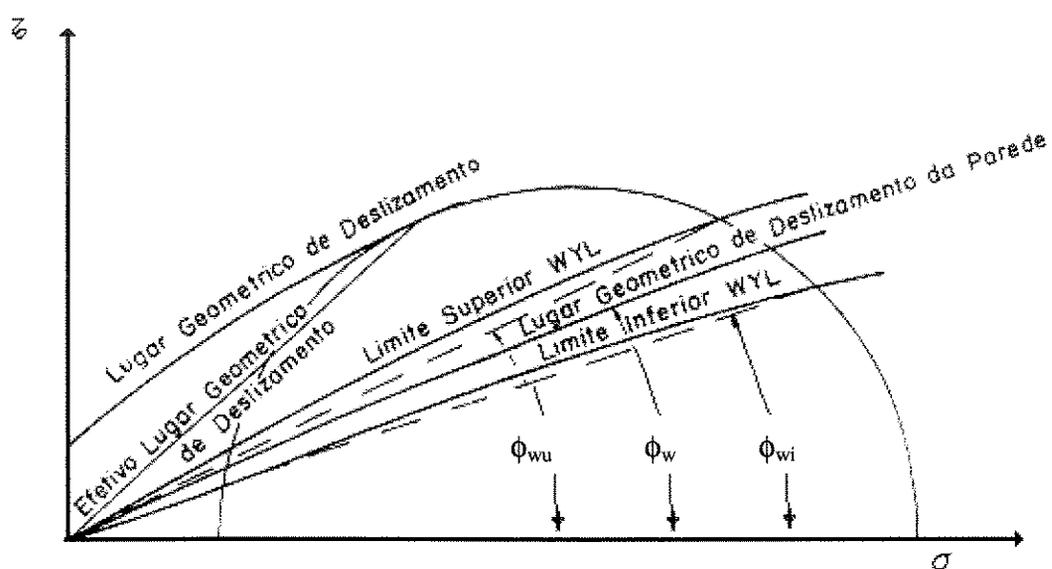
IYL # 1	IYL # 1	IYL # 2	IYL #2	IYL # 3	IYL # 3	IYL # 4	IYL #4
Pré-Cisalhamento	Cisalhamento	Pré-Cisalhamento	Cisalhamento	Pré-Cisalhamento	Cisalhamento	Pré-Cisalhamento	Cisalhamento
10,0	7,0	7,0	5,0	5,0	3,5	2,0	1,5
10,0	5,0	7,0	3,5	5,0	2,0	2,0	1,0
10,0	3,5	7,0	2,0	5,0	1,0	2,0	0,5

### 7.3 Determinação do Lugar Geométrico Instantâneo de Deslizamento com a Parede (IWYL)

Os ângulos de atrito com a parede são determinados nas mesmas células de cisalhamento usadas para a determinação do IYL, pela remoção do fundo da célula, e instalando neste local um fundo plano do mesmo material da parede a ser testada. Determina-se o IWYL para uma variedade prevista de pressões de consolidação nas paredes do silo. Como sempre, estas medidas apresentam variações consideráveis, devendo ser determinados no mínimo de cinco pontos.

O IWYL é plotado no mesmo diagrama do IYL e seu ponto de interseção determinado com o círculo de Mohr de maior consolidação (figura 7.4). O ponto mais alto da interseção é escolhido. O ângulo da linha reta deste ponto, através da origem, é o ângulo de atrito com a parede ( $\phi_w$ ) para a particular tensão de consolidação. Os testes então são repetidos para outros valores de tensões de consolidação.

O IWYL é um importante parâmetro, tanto para fluxo como para o cálculo das pressões, devendo ser determinado para todas as condições desfavoráveis (teor de umidade, corrosão, abrasão, revestimento de superfície, etc.) em um intervalo de YL. O limite superior (linha formando a parte superior do intervalo) permite determinar o maior ângulo de atrito com a parede ( $\phi_{wu}$ ), utilizado na determinação dos ângulos da tremonha e para o cálculo das forças no plano das paredes; o limite inferior (linha formando a parte inferior do intervalo) permite determinar o menor ângulo de atrito com a parede ( $\phi_{wi}$ ), usado no cálculo das pressões.



$\phi_w$  - Ângulo de atrito com a parede;

$\phi_{wu}$  - Limite superior do ângulo de atrito com a parede;

$\phi_{wi}$  - Limite inferior do ângulo de atrito com a parede.

FIGURA 7.4 - Lugar geométrico de deslizamento com a parede e ângulo de atrito com a parede.

Para o produto estudado foram determinados de 2 a 4 lugares geométricos de deslizamento com a parede (IWYL) com cargas de consolidação de cisalhamento iguais a 5 kgf, 4 kgf, 3 kgf, 2 kgf, 1 kgf e 0,5 kgf. O material de parede, utilizado para a determinação do ângulo de atrito com o produto armazenado, foi o concreto.

## **8. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS QUE COMPÕEM OS SILOS MODULARES EM CONCRETO ARMADO**

Conforme visto anteriormente, os silos pré-moldados necessariamente têm padronizado seus componentes, que são a tremonha (fundo), a cobertura e principalmente as paredes da estrutura. Segundo RAVENET (1992), apesar destas estruturas apresentarem armaduras horizontais suficientes para suportarem as máximas pressões horizontais, há que se tomar uma precaução a mais em se colocar em cada parede interior uma armação vertical e reforçar as paredes com uma camada de concreto de 2cm de espessura; desta forma consegue-se uma distribuição mais uniforme das pressões horizontais sobre as paredes e um trabalho mais adequado das armaduras à tração e compressão. Nestas instalações as paredes trabalham embutidas, portanto torna-se necessário reforçar os pilares, que devem ser suficientemente rígidos para absorver os momentos fletores, sem que se produzam deslocamentos.

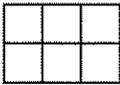
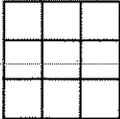
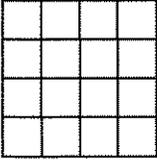
Silos multicelulares podem ser construídos, segundo o tipo de projeto (RAVENET 1992), com uma simples célula (silo tipo 1-1) e continuar com uma linha de células até chegar ao tipo 1-n, e, numa segunda linha, até chegar aos silos do tipo 2, desde o tipo 2-2 até o 2-n, conforme a tabela 8.1.

A tabela 8.1 mostra cada tipo de célula e seu respectivo coeficiente C, que é a relação entre o número de paredes e o número de células. Pode-se observar que, uma parede interna é comum a duas células e, quanto maior o número de paredes internas, maior será a economia e menor o valor do coeficiente. O coeficiente é máximo para células do tipo 1-1, ou seja, uma única célula composta de quatro paredes.

Projetos deste tipo são muito construídos onde há limitação territorial e se precisa do máximo de capacidade de armazenagem com o mínimo de terreno. A mecanização

desses tipos de silo é muito simples, bastando colocar uma correia transportadora superior de carregamento e outra inferior para descarga, unidas por um sistema de elevação por canecas.

TABELA 8.1 - Esquema de disposição de silos multicelulares e relação entre o número de paredes e células.

Tipo	1	2	3	4
1	 C = 4	 C=3,5	 C=3,33	 C=3,25
2		 C=3	 C=2,83	 C=2,75
3			 C=2,67	 C=2,58
4				 C=2,50

Os silos multicelulares poligonais apresentam as seguintes vantagens frente aos cilíndricos:

- devido a existência de muitas células, pode-se realizar uma transilagem do produto armazenado, no caso de existirem problemas de aquecimento da massa de produto;
- pode-se promover uma seleção do produto a armazenar em cada célula específica, em função de suas propriedades físicas;
- a descarga de um silo multicelular efetua-se por gravidade, enquanto que em um silo cilíndrico unicelular, na maioria da vezes a descarga realiza-se por meio de rosca sem fim, com correspondente gasto de energia.

Nestes aparecem outros fatores que influenciam no custo final, que são:

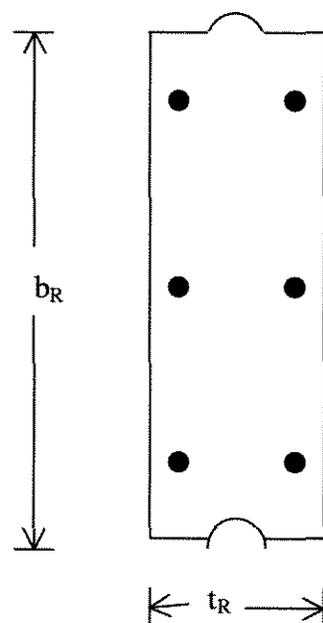
- construção de um recinto na parte superior para colocação e inspeção da maquinaria;
- elevação do corpo do silo sobre pilares e suspensão da tremonha, com o que se consegue descarga por gravidade; encontrando-se toda a instalação acima da cota zero, evitam-se problemas de umidade.

### 8.1 Dimensionamento das Paredes do Silo pelo Método de RAVENET (1992)

O dimensionamento das paredes parte de um pré-dimensionamento da seção transversal, com altura  $b_R$  e uma espessura de parede igual a  $t_R$ , conforme a figura 8.1.

#### 8.1.1 Cálculo das Paredes

RAVENET (1992) verificou inicialmente a altura da linha neutra de uma parede em concreto armado, com suas dimensões pré-estabelecidas. Resolvendo esta equação de segundo grau obtém-se o valor de  $x$ , ou seja, determina-se a altura da linha neutra:



$$\frac{b_R \cdot x^2}{2} - n \cdot A_c \cdot (x - d') - n \cdot A_t \cdot (d_{C-T} - x) = 0 \dots (8.1)$$

Figura 8.1– Modelo de parede de silo quadrado de concreto proposto por RAVENET (1992).

O momento de inércia da seção considerada vale:

$$I_1 = \frac{b_R \cdot x^3}{3} + n \cdot A_c \cdot (x - d')^2 + A_t \cdot (d_{c-T} - x)^2 \dots (8.2)$$

O momento máximo no meio do vão é:

$$M = \frac{P_{hd} \cdot L_R^2}{12} \dots (8.3)$$

O esforço de tração na parede devido ao produto armazenado é:

$$T = \frac{P_{hd} \cdot L_R}{2} \dots (8.4)$$

A tensão atuante na parede de concreto armado é:

$$\sigma_n = \frac{M \cdot x}{I} - \frac{T}{S} \dots (8.5)$$

A tensão de trabalho da armadura a compressão é:

$$\sigma_{ac} = \frac{n \cdot M \cdot (x - d')}{I} - \frac{T}{A_c} \dots (8.6)$$

A tensão de trabalho da armadura tracionada é:

$$\sigma_{at} = \frac{n \cdot M \cdot (d_{c-T} - x)}{I} + \frac{T}{A_t} \dots (8.7)$$

## 8.2 Dimensionamento das Paredes do Silo pelo Método de REIMBERT (1971)

Segundo REIMBERT (1971), as paredes dos silos retangulares estão solicitadas, em seu plano horizontal, por momentos fletores devido ao empuxo direto dos grãos e por esforços de tração motivados pelas reações de apoio das paredes adjacentes, e, no plano

vertical, à pressão vertical. Em sua metodologia de cálculo admite-se que a célula cheias não influencie as células vizinhas, mesmo estando estas vazias, propondo-se a metodologia de cálculo descrita a seguir.

No cálculo do empuxo determina-se a pressão ( $P_{ha}$  e  $P_{hb}$ ), produzida pelo produto armazenado nas paredes de lado menor “a” e de lado maior “b”, valendo-se da teoria de Caquot, que é utilizada no cálculo da pressão horizontal:

$$p_R = p_{\max} \left[ 1 - \left( \frac{Y}{A} + 1 \right)^{-2} \right] \dots (8.8)$$

A abscissa característica ( $A$ ) e pressão máxima ( $p_{\max}$ ) são determinadas pela seguintes equações:

$$A = \frac{U}{\pi} \cdot \frac{1}{4 \cdot \text{tg} \phi_w \cdot \text{tg}^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2} \right]} - \frac{hc}{3} \dots (8.9) \quad p_{\max} = \frac{\gamma \cdot R}{4 \cdot \text{tg} \phi_w} \dots (8.10)$$

Cálculo dos esforços de tração ( $T_a$  e  $T_b$ ): o esforço de tração em uma parede é a resultante das reações de apoio horizontais das paredes adjacentes. Para uma faixa de 1m de altura em uma célula retangular de lado “a” e “b”, os esforços de tração são:

$$T_a = \frac{P_{hb} \cdot b}{2} \dots (8.11), \text{ para o lado } a, \text{ e } T_b = \frac{P_{ha} \cdot a}{2} \dots (8.12), \text{ para o lado } b$$

Cálculo dos momentos fletores ( $M_a$ ,  $M_b$  e  $M_c$ ) - caso de silos quadrados: neste caso, as pressões exercida, nas paredes são as mesmas, pois “a” = “b”, portanto:

$$M_a = M_b = \frac{p \cdot a^2}{24} \dots (8.13) \quad M_c = -\frac{p \cdot a^2}{12} \dots (8.14)$$

Determinação dos coeficientes  $\alpha_R$  e  $\mu_R$ , utilizados na função das tensões admissíveis para o concreto e aço:

$$\alpha_R = \frac{n \cdot Rb}{R' a + n \cdot Rb} \dots (8.15) \quad \mu_R = \frac{1}{6} \cdot Rb \cdot \alpha_R \cdot (3 - \alpha_R) \dots (8.16)$$

Calculam-se os valores de  $\frac{Ma}{100.\mu_R}$ ;  $\frac{Ta}{100.\mu_R}$ ;  $\frac{Mb}{100.\mu_R}$  e  $\frac{Tb}{100.\mu_R}$  determinando-se,

a partir destes valores, em um ábaco proposto pelos autores (Figura 8.2), as espessuras “t” para as paredes dos lados a e b<sub>2</sub> respectivamente.

Conhecendo-se as espessuras das paredes, substitui-se os momentos (M<sub>a</sub> e M<sub>b</sub>) e forças de tração (T<sub>a</sub> e T<sub>b</sub>) no seguinte sistema equivalente:

$$M_{(a \text{ ou } b)} = M - T \left( H' - \frac{t}{2} \right) \dots (8.17)$$

Determinação da seção de armadura para as paredes:

$$W' = \frac{M_a \text{ ou } M_b}{R' a \cdot H' \left( 1 - \frac{\alpha_R}{3} \right)} + \frac{T_a \text{ ou } T_b}{R' a} \dots (8.18)$$

### 8.3 Determinação dos Esforços de Trações nas Paredes Verticais dos Silos

A força de tração horizontal que atua nas paredes verticais dos silos multicelulares, devido ao produto armazenado, pode ser determinada conforme RAVENET (1992) ou REIMBERT (1976) segundo as expressões abaixo e de acordo com a figura 8.3:

$$Ta = Ph_{ab} x \frac{b}{2} \dots (8.19)$$

$$Tb = Ph_{da} x \frac{a}{2} \dots (8.20)$$

respectivamente, para os lados “a” e “b” das paredes das células.

Quando as duas células estiverem carregadas com produto, a análise da força de tração deverá ser feita considerando a força de tração devido à reação das duas paredes adjacentes e será dada pela expressão:

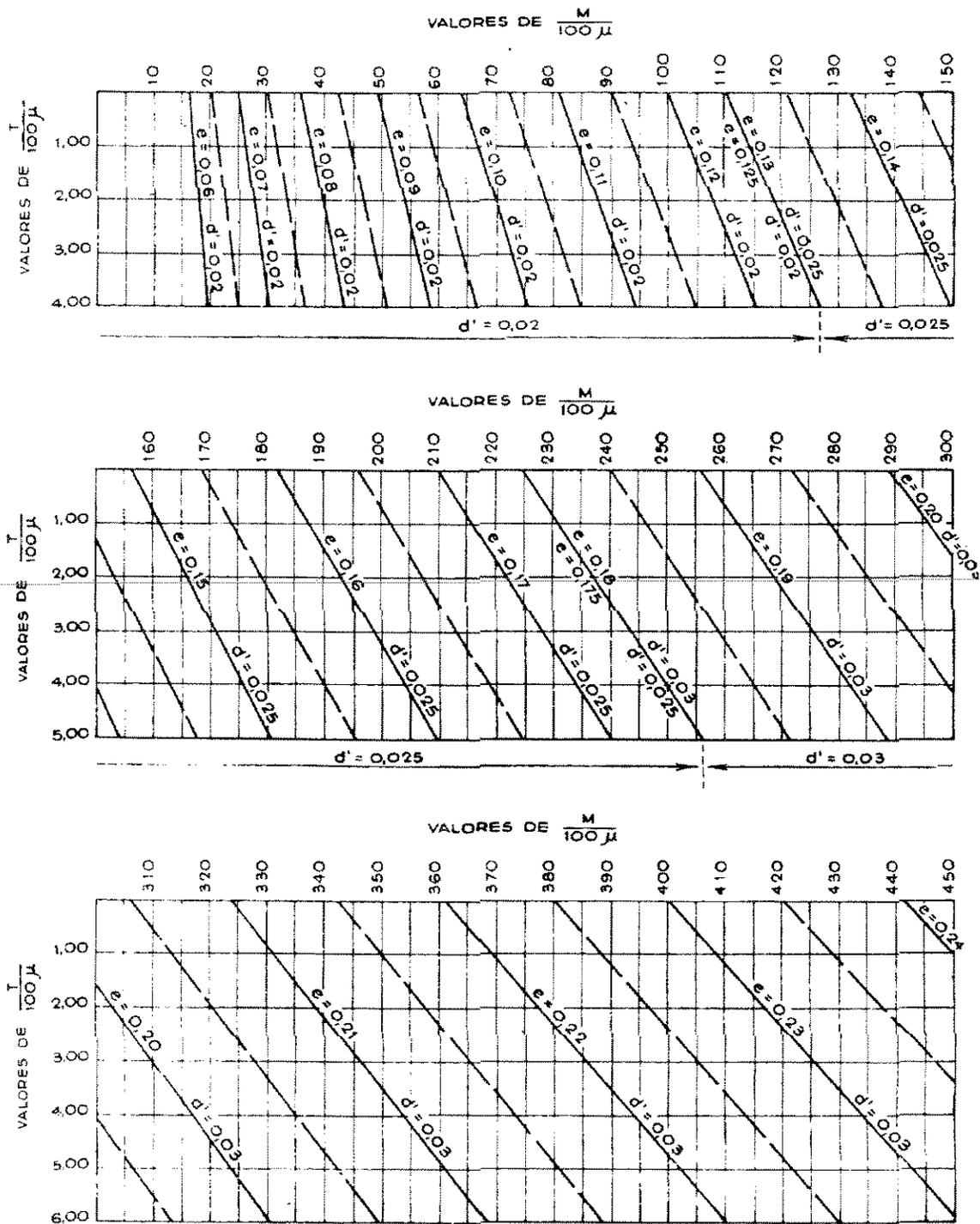


FIGURA 8.2 - Ábaco para determinação da espessura das paredes de silos (M em kg x cm; T em kg/m linear de altura de parede).

$$T = Ph_{da}xa.....(8.21)$$

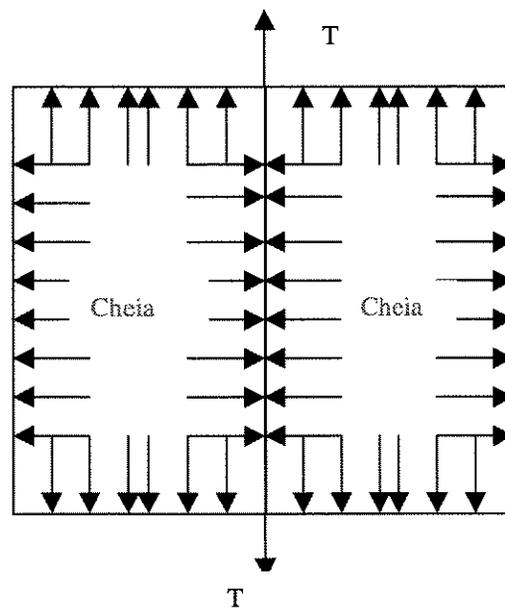
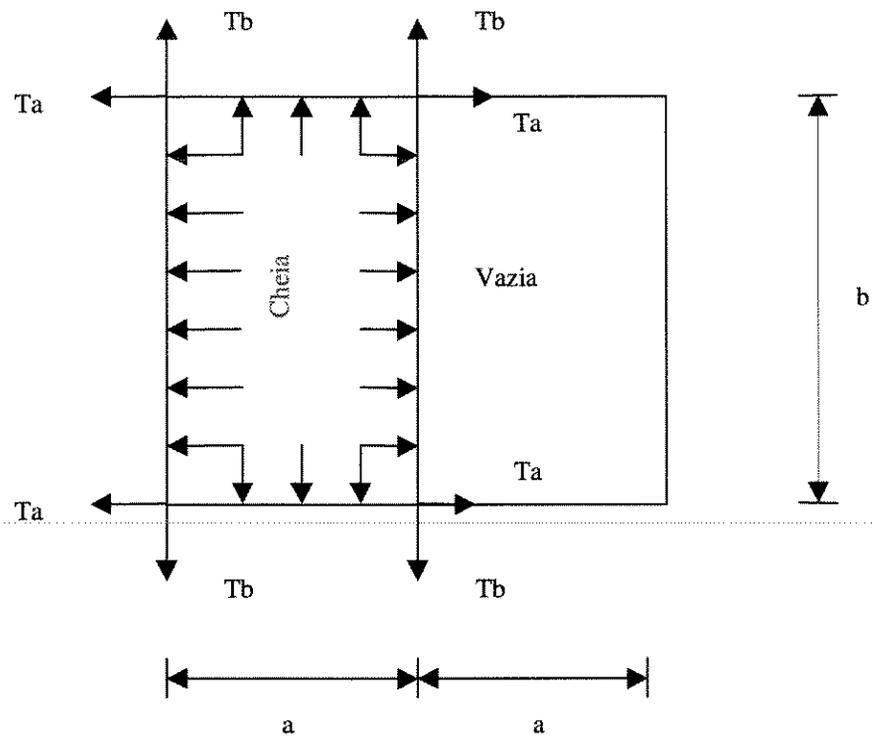


FIGURA 8.3 - Forças de tração atuantes em silos multicelulares.

## 8.4 Determinação dos Momentos Fletores nas Paredes de Silos Multicelulares

Deve-se proceder um estudo do comportamento das células de silos multicelulares, considerando cada caso de carregamento que possa surgir futuramente neste tipo de instalação.

A figura 8.4 mostra o diagrama de momentos fletores nas paredes de silos retangulares quando submetidos ao carregamento, determinados a partir das equações fornecidas por REIMBERT (1976) e GRAY (1973).

### 8.4.1 Momentos nos Cantos das Paredes

Para o cálculo dos momentos fletores aplicam-se as equações normais para paredes submetidas às pressões uniformes, porém, diferentes de acordo com cada um dos lados maiores e menores, respectivamente:

$$M_c = \frac{-P_{ha} \cdot a^2 + P_{hb} \cdot b^2}{12 \cdot (1 + k_1)} \quad \dots(8.22)$$

$$\text{onde: } k_1 = \frac{I_b \cdot a}{I_a \cdot b} \quad \dots(8.23)$$

Se as duas paredes têm o mesmo momento de inércia  $I_a = I_b$ , então o momento fletor nos cantos será:

$$M_c = \frac{-(P_{ha} \cdot a^3 + P_{hb} \cdot b^3)}{12 \cdot (a + b)} \quad \dots(8.24)$$

### 8.4.2 Momento Fletor no Meio do Vão das Paredes

$$M_a = \frac{P_{ha} \cdot a^2}{8} + M_c \dots\dots(8.25)$$

$$M_b = \frac{P_{hb} \cdot b^2}{8} + M_c \dots\dots(8.26)$$

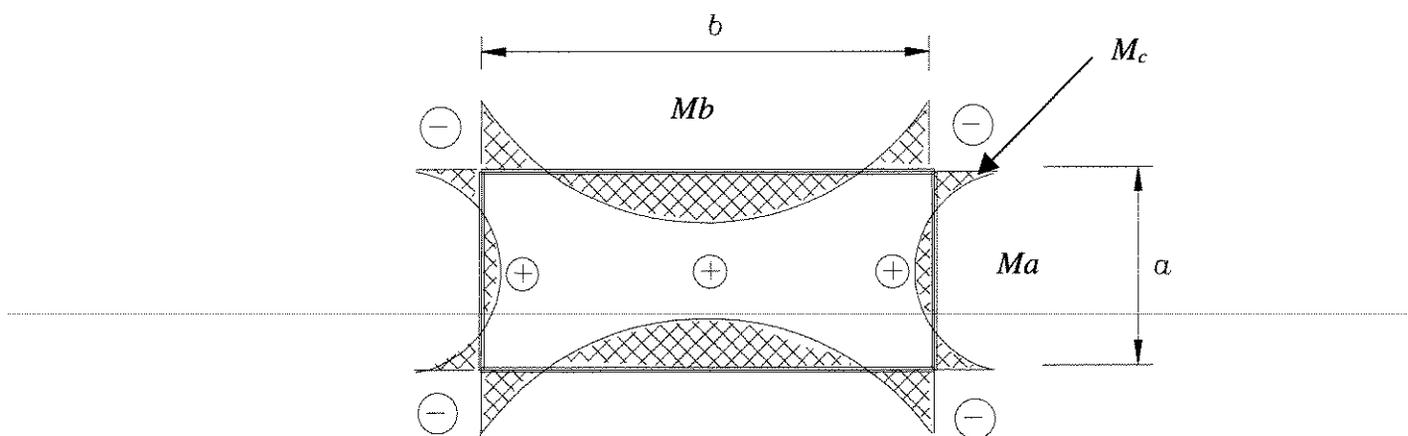


FIGURA 8.4 - Esquema do diagrama de momentos fletores em silos retangulares.

## 8.5 Determinação dos Momentos Fletores nas Paredes de Silos com Forma Retangular, segundo GRAY (1973)

### 8.5.1 Células Quadradas Isoladas

O comportamento de uma célula quadrada isolada, carregada com produto, exercendo pressão lateral  $P_{hc}$ , é determinado pelo momento de engastamento em cada um dos quatro lados, ou seja,  $0,083 P_{hi} l_i^2$ , não havendo rotação nas junções (nós) quando ocorrer o equilíbrio em todos os lados da célula.

### 8.5.2 Células Retangulares Isoladas

Para uma única célula é provável que a pressão horizontal seja maior no centro que nos cantos da parede, (esta suposição mostra-se satisfatória, particularmente se a célula possuir a boca de descarga concêntrica), caso em que todas as quatro paredes são submetidas à uma pressão exercida pelo produto. No caso de uma célula retangular, a pressão atuante no maior lado é superior a do outro lado menor, mas, se as paredes são flexíveis, a parede maior vai fletir para fora, enquanto que a parede do outro lado terá flexão contrária. As paredes maiores deformar-se-ão na direção da pressão horizontal, tendo que resistir somente à pressão ativa; a parede menor deforma-se na direção contrária à da pressão horizontal. Na prática é muito comum assumir-se a pressão como sendo uniforme em todo o perímetro e isso apresenta resultados satisfatórios.

Para células retangulares, como mostrada na figura 8.5 abaixo, o momento de engastamento nos lados maior e menor são, respectivamente,  $M_1$  e  $M_2$ .

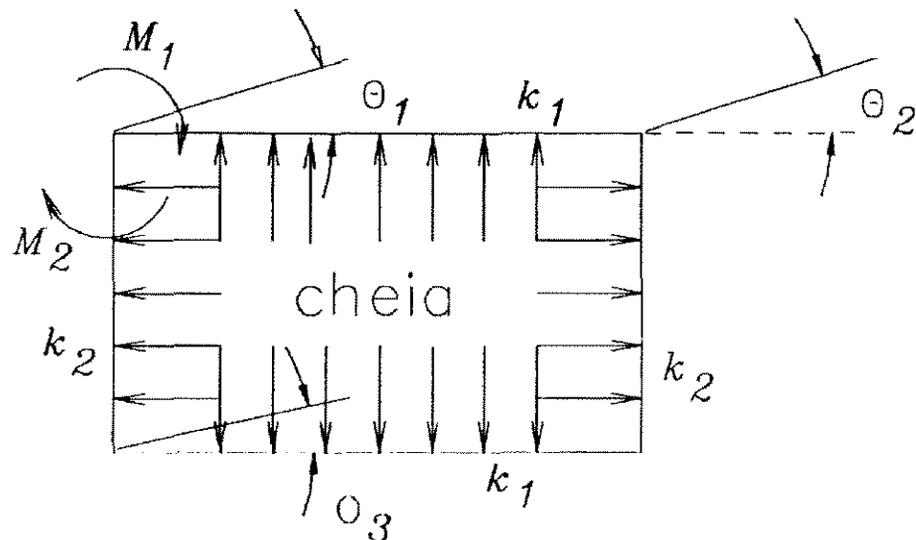


FIGURA 8.5 - Distribuição de momentos e rotação nos cantos das paredes, segundo GRAY (1973).

$$M_1 = M_a + 4.E.k_1.\theta_1 + 2.E.k_1.\theta_2 \dots (8.27)$$

$$M_2 = M_b + 4.E.k_2.\theta_1 + 2.E.k_2.\theta_1 \dots (8.28)$$

Por simetria tem-se:  $\theta_1 = -\theta_2$  e  $\theta_3 = -\theta_1$

$$\text{desde que: } M_1 + M_2 = 0 \text{ e } E\theta_1 = \frac{-M_a - M_b}{2(k_1 + k_2)} \dots\dots(8.29)$$

$$\text{daí tem-se: } M_1 = M_a + \frac{k_1}{k_1 + k_2} (-M_a - M_b) \dots\dots(8.30)$$

se  $b = 2.a \rightarrow k_2 = 2.k_1$ , então

$$M_1 = 0,667.M_a - 0,333.M_b \dots\dots(8.31)$$

$$M_2 = -0,667.M_a + 0,333.M_b \dots\dots(8.32)$$

Assumindo que a pressão seja a mesma em ambos os lados, tem-se:

$$M_a = -0,083.Ph.a^2 \dots\dots(8.33)$$

$$M_b = +0,083.Ph.b^2 \dots\dots(8.34)$$

para o caso onde  $b = 2.a$

$$M_b = -0,25.M_a \dots\dots(8.35)$$

$$M_1 = -0,0625.Ph.a^2 \dots\dots(8.36)$$

$$M_2 = 0,25.Ph.b^2 \dots\dots (5.37)$$

### 8.5.3 Células Múltiplas

Para o caso de células múltiplas, surge um problema a respeito da pressão horizontal. Quando duas células são iguais e uma disposta ao lado da outra, carregando-se a do lado esquerdo, a paredes deste lado se deformará; agora, quando se carregar a outra célula, a pressão horizontal desta (pressão ativa) na parede esquerda será insuficiente para superar a pressão passiva do outro lado e a parede ficará fletida, mesmo quando as duas células estiverem completamente carregadas. Somente em casos

excepcionais, quando os silos forem carregados exatamente no mesmo instante, é que a parede não se deformará.

Os momentos fletores nas paredes de silos multicelulares dependem da ordem em que as células são carregadas. A análise do comportamento pode ser feita pelo método dos deslocamentos, mas, na prática, raramente é analisada por este método. A figura 8.6 mostra o esquema de um silo multicelular com duas células, sendo uma carregada e outra vazia. Neste caso, existem seis nós de rotação que podem ser reduzidos por simetria a três, desde que  $\theta_1 = -\theta_2$  e  $\theta_4 = \theta_3$  e  $\theta_6 = -\theta_5$ . Se “ $M_a$ ” é o momento de engastamento do maior lado e equivale a  $M_1$  e “ $M_b$ ”, então o momento de engastamento do lado menor equivale a  $M_2$ .

Tem-se;

$$E\theta_1(2.k_1 + 4.k_2) + E\theta_3(2.k_2) = M_a - M_b \dots\dots(8.38)$$

$$E\theta_1(2.k_2) + E\theta_3(2.k_1 + 8.k_2) + E\theta_5(2.k_2) = +M_a + M_b \dots\dots(8.39)$$

$$E\theta_1(2.k_2) + E\theta_5(2.k_1 + 4.k_2) = 0 \dots\dots(8.40)$$

Para se obter os resultados numéricos, substitui-se  $b = 2.a \rightarrow k_2 = 2.k_1$ ; daí:

$$M_a = -0,083.Phb^2 \dots\dots(8.41)$$

$$M_1 = -0,0625.Phb^2 \dots\dots(8.42)$$

$$M_3 = +0,0713.Phb^2 \dots\dots(8.43)$$

$$M_4 = -0,0377.Phb^2 \dots\dots(8.44)$$

$$M_5 = -0,0337.Phb^2 \dots\dots(8.45)$$

$$M_6 = -0,0047.Phb^2 \dots\dots(8.46)$$

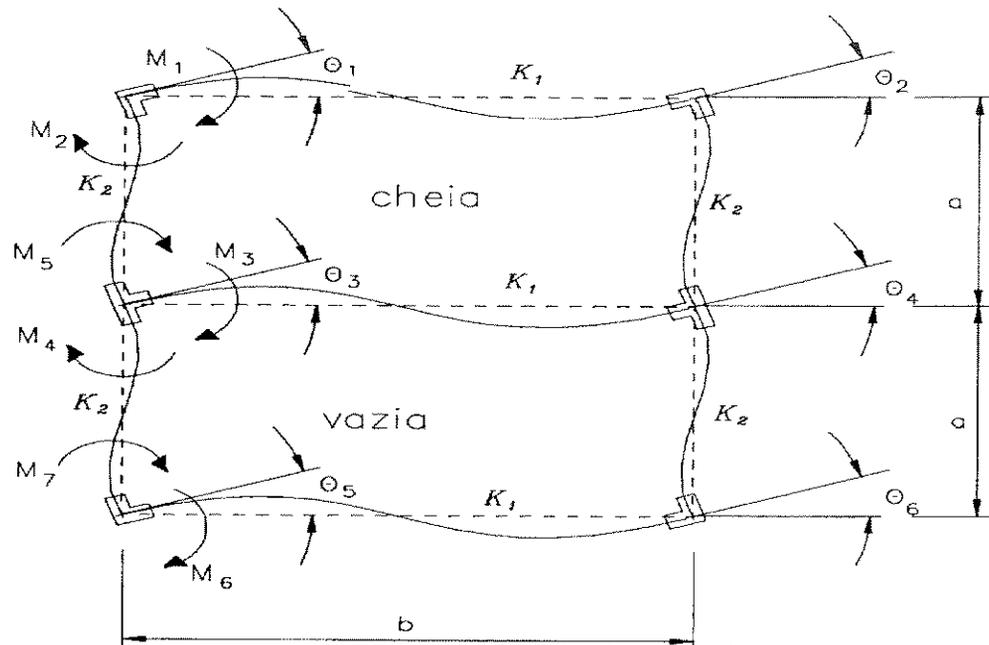


FIGURA 8.6 - Silo multicelular com diagrama de momentos e rotação nos cantos das paredes, segundo GRAY (1973).

O maior momento é  $M_3$ , com um incremento de 14% em relação a uma única célula.

Se as duas células fossem carregadas simultaneamente,  $\theta = 0$ , então passando a existir apenas uma incógnita; para esta condição ter-se-ia:

$$M_1 = -0,071.Phb^2 \dots(8.47)$$

$$M_5 = +0,0042.Phb^2 \dots(8.48)$$

Desde que a célula superior seja carregada primeiro, assume-se que a parede desta célula fletiu; em seguida, carrega-se a inferior. O momento fletor, agora com incremento de 21% em relação a uma única célula, é  $M_6 = -0,0075.Phb^2 \dots(8.49)$ .

Todos estes resultados são para células com o comprimento igual a duas vezes a largura e, todas com a mesma espessura.

Considerando, o caso de um silo multicelular, como mostra a figura 8.7, onde as células são carregadas alternadamente, tem-se apenas uma incógnita; como em todos os cantos existem rotação positiva e negativamente alternadamente.

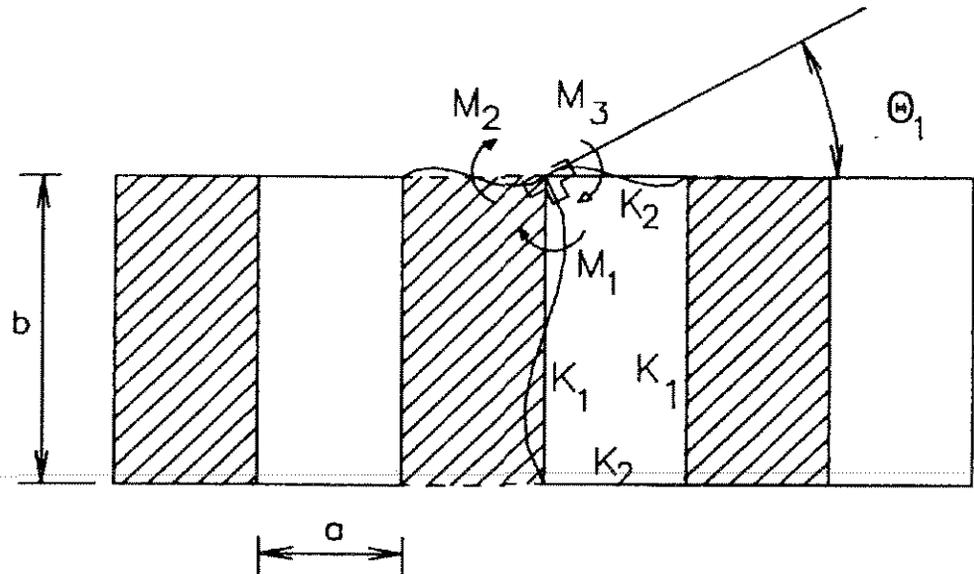


FIGURA 8.7 - Silo multicelular em linha com diagrama de momentos e rotação nos cantos das paredes, segundo GRAY (1973).

$$M_1 = M_a + E.k_2.\theta_1(4-2) \dots (8.50)$$

$$M_2 = M_b + E.k_2.\theta_1(4-2) \dots (8.51)$$

$$M_3 = E.k_2.\theta_1(4-2) \dots (8.52)$$

$$M_1 + M_2 + M_3 = 0 \dots (8.53)$$

Para condição onde todas paredes são de mesma espessura e  $b = 2.a \rightarrow k_2 = 2.k_1$ .

$$M_a = -0,083.Phb^2 \dots (8.54)$$

$$M_b = +0,083.Pha^2 \dots (8.55)$$

$$M_b = -0,25.M_a \dots (8.56)$$

$$E.\theta_1.(10.k_1) = -M_a - M_b \dots (8.57)$$

$$M_1 = -0,0707.Ph.b^2 \dots(8.58)$$

$$M_2 = -0,0457.Ph.b^2 \dots(8.59)$$

$$M_3 = +0,025.Ph.b^2 \dots(8.60)$$

Deste modo, o momento fletor  $M_1$  é 13% maior que o momento fletor de uma única célula. Se todas as outras fossem carregadas simultaneamente, o momento fletor nas bordas seria  $M_3 = + 0,0208.Ph.b^2$ , atuando como foi demonstrado na figura anterior. Mas, se as células forem carregadas alternadamente, as paredes das células cheias fletirão primeiro e  $M_3$  manterá o valor inicial, fazendo com que o momento final seja:

$$+0,025.Ph.b^2 - 0,0208.Ph.b^2 = +0,0042 Ph.b^2$$

Considerando um silo multicelular com células retangulares e carregadas alternadamente, formando um tabuleiro de xadrez, como mostra a figura 8.8, as rotações dos nós e os momentos fletores serão iguais ao de um uma célula isolada.

Um silo multicelular com uma célula central carregada e as outras vazias à sua volta, como mostra a figura 8.8, a solução desta situação é muito complicada. Sabe-se que as rotações nos nós das células vazias são menores e diminuem ainda mais, quando se afastam da célula carregada e são positivas e negativas, alternadamente.

$$M_1 = -M_a + E.k_1.\theta_1.(4-2) \dots(8.61)$$

$$M_2 = -M_b + E.k_2.\theta_1(4-2) \dots(8.62)$$

$$M_3 = E.k_1.\theta_1(4-0,4) \dots(8.63)$$

$$M_4 = E.k_2.\theta_1(4-0,4) \dots(8.64)$$

$$\text{sendo: } M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 0$$

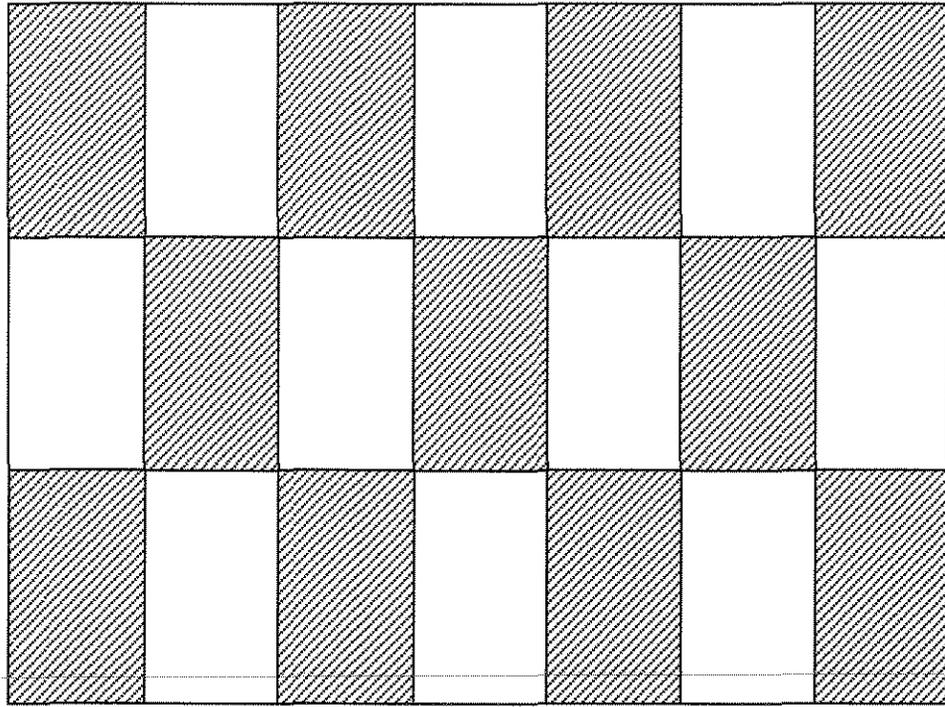


FIGURA 8.8 - Silo multicelular com células carregadas alternadamente, segundo GRAY (1973).

Passando as expressões acima para valores numéricos, e assumindo a condição de que todas as paredes tenham a mesma espessura e  $b = 2.a \rightarrow k_2 = 2.k_1$ , tem-se:

$$M_a = -0,083.Phb^2 \dots\dots(8.65)$$

$$M_b = +0,083.Phb^2 \dots\dots(8.66)$$

$$M_b = -0,25.M_b \dots\dots(8.67)$$

$$M_1 = -0,0758.Phb^2 \dots\dots(8.68)$$

$$M_2 = +0,0357.Phb^2 \dots\dots(8.69)$$

$$M_3 = +0,0134.Phb^2 \dots\dots(8.70)$$

$$M_a = +0,0267.Phb^2 \dots\dots(8.71)$$

O valor de  $M_1$  no exemplo acima é 21% maior do que o de uma célula isolada.



$$M_1 = a + 4.E.I_1\theta_1 + 2.EI_1\theta_1 \dots(8.73)$$

$$M_2 = b + 4.E.I_3\theta_1 - 2.EI_3\theta_1 \dots(8.74)$$

$$M_3 = c + 4.E.I_4\theta_2 + 2.EI_4\theta_3 \dots(8.75)$$

$$M_4 = d + 4.E.I_2\theta_2 - 2.EI_2\theta_2 \dots(8.76)$$

$$M_5 = -a + 4.E.I_1\theta_1 + 2.EI_1\theta_1 \dots(8.77)$$

$$M_6 = e + 4.E.I_6\theta_3 + 2.EI_6\theta_4 \dots(8.78)$$

$$M_7 = f + 4.E.I_5\theta_3 - 2.EI_5\theta_3 \dots(8.79)$$

$$M_8 = -c + 4.E.I_4\theta_3 + 2.EI_4\theta_2 \dots(8.80)$$

$$M_9 = g + 4.E.I_7\theta_4 - 2.EI_7\theta_4 \dots(8.81)$$

$$M_{10} = -e + 4.E.I_6\theta_4 + 2.EI_6\theta_3 \dots(8.82)$$

Onde:

$$a = \frac{P_{hc} \cdot l_1^2}{12} \dots(8.83)$$

$$b = \frac{P_{hc1} \cdot l_4^2}{12} \dots(8.84)$$

$$c = \frac{P_{hc4} \cdot l_2^2}{12} \dots(8.85)$$

$$d = + \frac{(P_{hc3} \cdot -P_{hc1}) \cdot l_4^2}{12} \dots(8.86)$$

$$e = \frac{-P_{hc5} \cdot l_3^2}{12} \dots(8.87)$$

$$f = + \frac{(P_{hc6} \cdot -P_{hc3}) \cdot l_4^2}{12} \dots(8.88)$$

$$g = \frac{-P_{hc6} \cdot l_4^2}{12} \dots(8.89)$$

sendo:

$$M_1 + M_2 = 0 \dots(8.90)$$

$$M_3 + M_4 + M_5 = 0 \dots(8.91)$$

$$M_5 + M_7 + M_8 = 0 \dots(8.92)$$

$$M_9 + M_{10} = 0 \dots(8.93)$$

Essas expressões tornam-se:

$$E\theta_1(4I_1 + 2I_3) + E\theta_2(2I_1) = -a - b \dots(8.94)$$

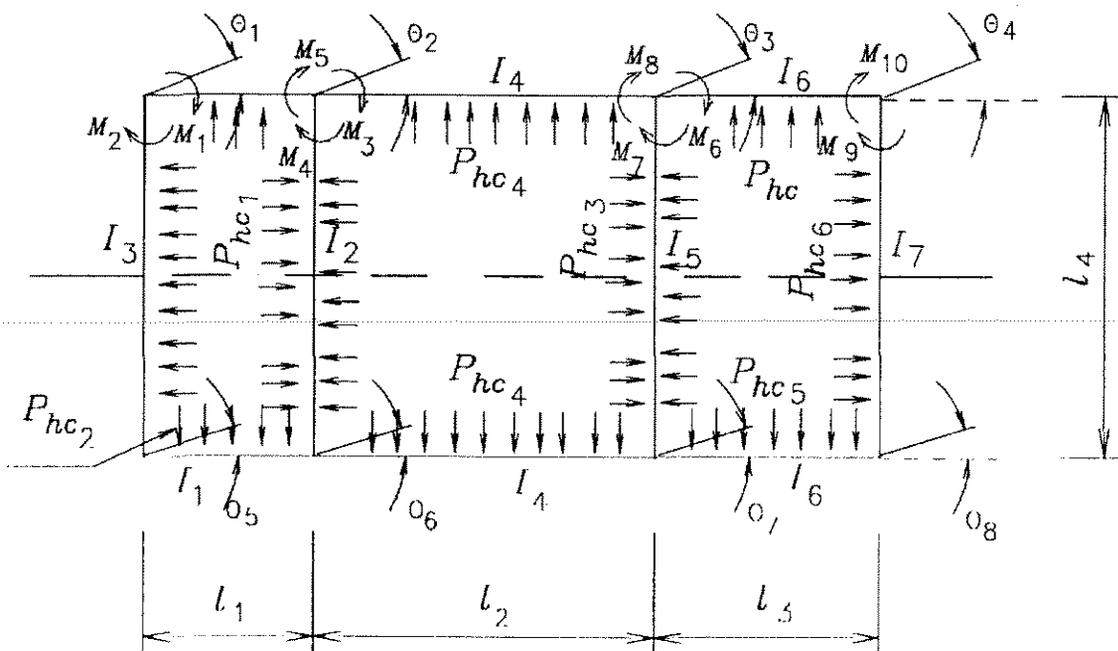


FIGURA 8.10 - Silo multicelular com seções de paredes diferentes, segundo GRAY (1973).

$$E\theta_1(2I_1) + E\theta_2(4I_1 + 2I_2 + 4I_4) + E\theta_3(2I_4) = +a - c - d \dots(8.95)$$

$$E\theta_2(2I_4) + E\theta_3(4I_4 + 2I_5 + 4I_6) + E\theta_4(2I_6) = +c - e - f \dots(8.96)$$

$$E\theta_3(2I_6) + E\theta_4(4I_6 + 2I_7) = +e - g \dots(8.97)$$

Conhecendo-se os valores de  $I_1, I_2, \dots, I_7$ , etc., pode-se resolver as equações acima. Caso se deseje solução geral, é melhor alterar os símbolos para  $a, b, \dots, g$  e expressar os momentos em termos destes símbolos. Pode-se considerar uma célula cheia e outra vazia, para se trabalhar com o momento fletor máximo.

## **8.6 Análise Estrutural dos Pilares em Silos Elevados, segundo CALIL et al. (1997).**

Os silos normalmente são suportados por estruturas próprias, tais como pilares ou painéis (parede de fechamento e sustentação) fixados na fundação de concreto armado. A estrutura de suporte tipo painel, entre o solo e a fundação, pode ser até mesmo de chapa metálica. A escolha final depende do custo, serviços necessários, estética e preferência do cliente. Para estruturas relativamente baixas, os painéis de sustentação podem ser econômicos e ainda podem ser utilizados como depósito de equipamentos. Para silos altos, os pilares de sustentação são as mais adequadas a este tipo de sustentação.

### **8.6.1 Ações Atuantes nos Pilares**

---

Os autores consideram as seguintes ações e recomendam pesquisar a seleção dos tipos de fundação e o método de cálculo em literatura especializada:

- ações permanentes: peso da estrutura e equipamentos;
- ações variáveis: peso do produto armazenado e vento.

As combinações das ações a serem consideradas no projeto dos pilares e fundações para verificação da resistência, estabilidade e reações, devem considerar:

- ações permanentes e variáveis (todas as células cheias);
- ações permanentes e ação do vento;
- carregamento assimétrico em silos multicelulares.

Deve-se considerar, também, que metade das células estão cheias e as restantes vazias:

- ações permanentes e variáveis;
- ações permanentes, variáveis e vento;
- ações permanentes e variáveis em todas as células, mas só com uma célula cheia (esta situação pode governar o momento e a fundação).

O vento pode afetar a estabilidade dos silos, principalmente vazios e particularmente quando altos, estreitos e multicelulares. As cargas nas fundações e nos pilares podem ser piores nos silos, com o vento atuando nos silos cheios.

### 8.6.2 Esforços nos Pilares entre as Células dos Silos Multicelulares

Em silos quadrados multicelulares existem três tipos de pilares, correspondentes à união de quatro, três ou duas paredes, que suportam as forças de atrito, conforme a figura 8.11. RAVENET (1992), analisou o cálculo da força de atrito, considerando o caso mais desfavorável, ou seja, aquele que corresponde ao peso total da massa armazenada, dado por:

$$Fr = L^2 . H . \gamma \dots (8.98)$$

#### 8.6.2.1 Pilares de Canto (Tipo C<sub>1</sub>)

Como mostrado na figura 8.11, estes tipos de pilares estão localizados nos quatro cantos de um silo multicelular; a carga sobre este pilar é decorrente da força de atrito total do produto armazenado sobre as paredes e, para este tipo de pilar, a força corresponde a um quarto da força de atrito total de uma célula.

A tensão atuante em pilares deste tipo é dada por:

$$Fc_1 = \frac{Fr}{4.S_1} \dots (8.99)$$

#### 8.6.2.2 Pilares de Bordas (Tipo C<sub>2</sub>)

São os pilares periféricos localizados nas bordas dos silos multicelulares; a força axial atuante é proveniente da metade da força de atrito total de uma célula.

A tensão atuante em pilares deste tipo é dada por:

$$Fc_2 = \frac{Fr}{2.S_2} \dots (8.100)$$

### 8.6.2.3 Pilares de Centro (Tipo C<sub>3</sub>)

São pilares localizados no interior dos silos multicelulares e é comum a quatro paredes fazendo a ligação entre elas; conseqüentemente, a força axial atuante sobre este tipo de pilares é a força de atrito total de uma célula.

A tensão atuante em pilares deste tipo é dada por:

$$F_{c_3} = \frac{Fr}{S_3} \dots (8.101)$$

### 8.6.3 Forças Axiais nos Pilares sob Cargas Verticais

Os pilares de silos multicelulares são comumente carregadas por forças axiais e horizontais, causando-lhes momentos.

As forças axiais nos pilares são causadas pelo peso próprio do silo, mais o peso do produto armazenado e as forças devido à pressão do vento. As forças axiais são calculadas para atuarem no topo do pilar, considerando-se o peso e a ação total distribuída no raio da área de influência. Os silos prismáticos podem, de maneira geral, apresentar dimensões diferentes no mesmo plano, como mostra a figura 8.12.

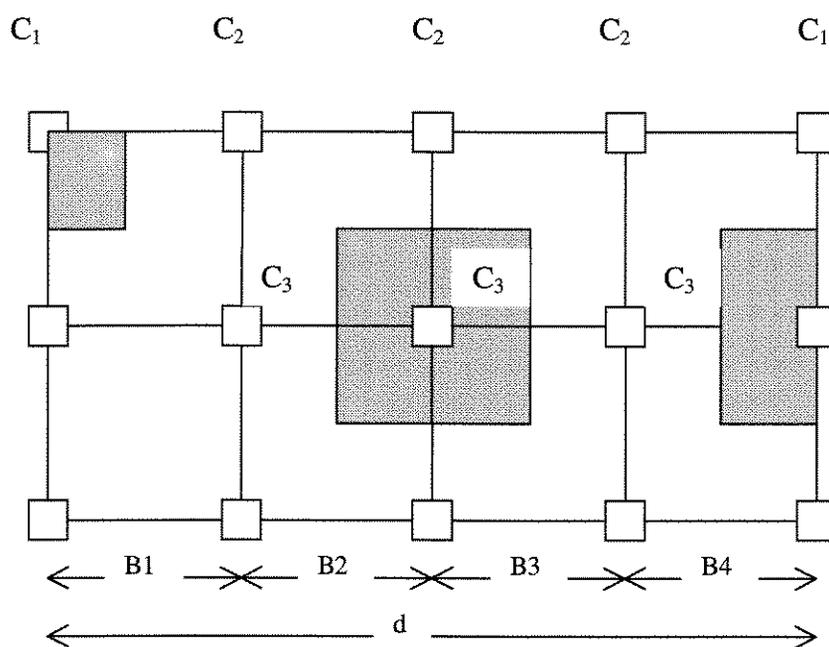


FIGURA 8.11 - Tipos de pilares existentes em um silo multicelular, segundo CALIL et al. (1997).

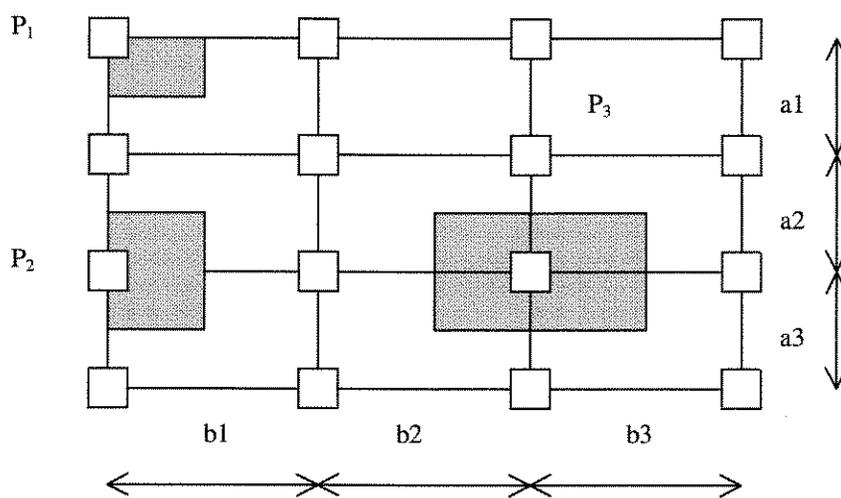


FIGURA 8.12 - Tipo de pilares de sustentação e suas respectivas áreas de influência, segundo CALIL et al. (1997).

Em um silo multicelular existem três tipos de pilares:

Pilares de sustentação dos cantos ( $P_1$ ):  $P_1 = \frac{q \cdot a_1 \cdot b_1}{4} \dots\dots(8.102)$

Pilares de sustentação de borda ( $P_2$ ):  $P_2 = \frac{q}{4} \cdot (a_2 + a_3) \cdot b_1 \dots\dots(8.103)$

Pilares de sustentação central ( $P_3$ ):  $P_3 = \frac{q}{4} \cdot (a_2 + a_3) \cdot (b_2 \cdot b_3) \dots\dots(8.104)$

Supondo que todas as células tenham as mesmas dimensões das paredes, ou seja:  $a_1 = a_2 = a_3 = d_p$  e  $b_1 = b_2 = b_3 = c$ , para as mesmas condições tem-se:

$$P_1 = \frac{q \cdot d_p \cdot c}{4}; P_2 = \frac{q \cdot d_p \cdot c}{2}; P_3 = q \cdot d_p \cdot c \dots\dots(8.105) \dots\dots(8.106) \dots\dots(8.107)$$

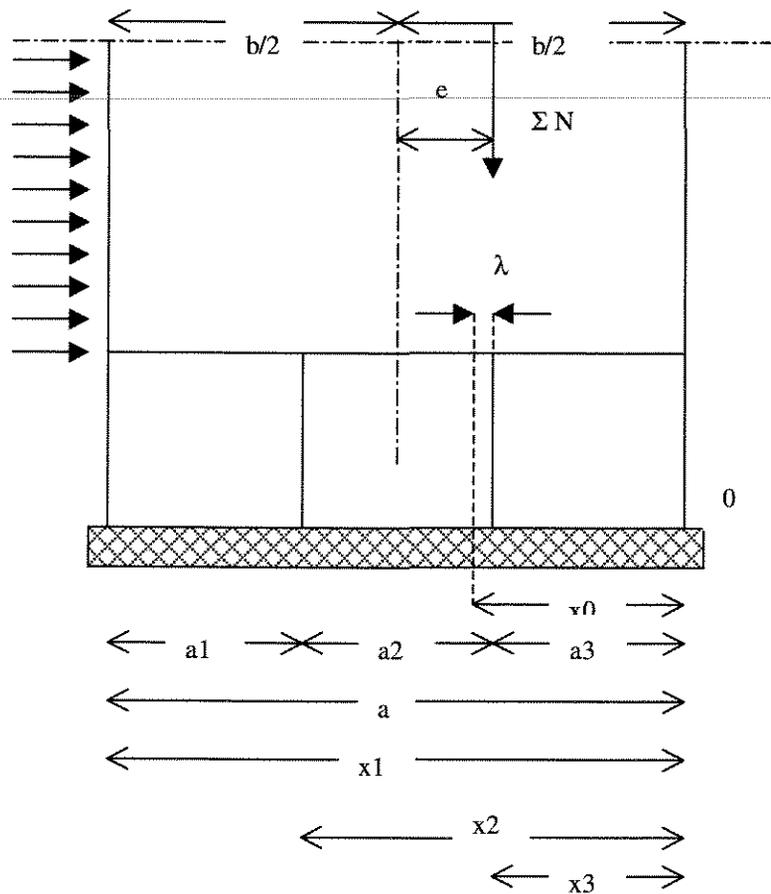


FIGURA 8.13 - Excentricidade da carga vertical devido à ação do vento, segundo CALIL et al. (1997).

Para determinar as forças axiais nos pilares, devido ao vento atuando no corpo do silo, é necessário calcular o momento resultante em relação ao centro de gravidade da área transversal do silo multicelular, dado por:

$$M_R = \frac{M}{\sum N} \dots\dots(8.108)$$

A distância do centro de gravidade de todas as áreas transversais dos pilares de sustentação, do lado de sotavento, como mostra a figura 8.12, será dado por:

$$x_o = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \dots\dots(8.109)$$

**O momento é dado pelo somatório das forças nos topos dos pilares de sustentação com relação ao centro de gravidade de todas as áreas dos pilares; portanto, tem-se:**

$$M = \sum N \left( e - \frac{d_p}{2} + x_o \right) \dots\dots(8.110)$$

Se o momento M é conhecido, a força cortante num pilar pode ser encontrada pela equação:

$$N' = \frac{M_x}{\sum x^2} \dots\dots(8.111)$$

A força axial resultante num pilar é:

$$N = N_n \pm \frac{Mx}{\sum x^2} \dots\dots (8.112)$$

Quando os comprimentos das células são iguais, o cálculo da força axial é simplificado. Para o caso de três células, tendo o mesmo comprimento igual a  $l$ , a força axial é dada por:

$$N = N_n \pm \frac{Mx}{5.I^2.n} \dots\dots (8.113)$$

### 8.6.4 Momento Fletor nos Pilares sob Ação do Vento

A pressão do vento provoca momentos fletores nos pilares de sustentação dos silos. A distribuição de momentos fletores nos pilares depende do tipo de vinculação. Dois casos básicos mais utilizados nas hipóteses de cálculo são os articulados e os engastados.

#### 8.6.4.1 Pilares de Sustentação com Apoio Articulado

No caso de pilar de sustentação com apoio articulado, a resultante da pressão de vento é aplicada no topo dos pilares, como mostra a figura 8.14.

$$Wh = H_1h + H_2h + H_3h + H_4h \dots (8.114)$$

ou

$$W = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 \dots (5.115)$$

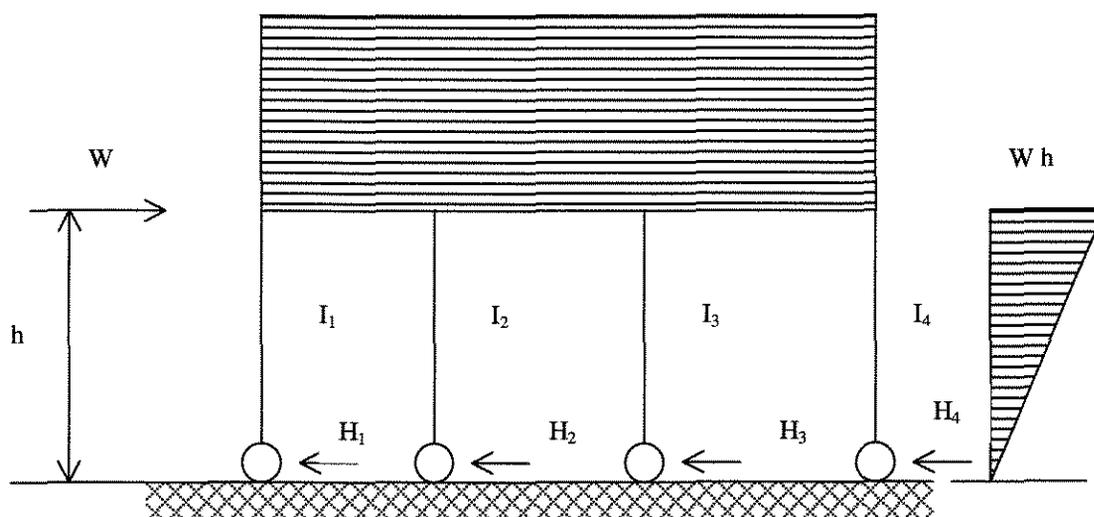


FIGURA 8.14 - Pilares de sustentação articulados para silos multicelulares, segundo CALIL *et al.* (1997).

$$M_1 = Wh \frac{I_1}{\sum I}; \dots (8.116) \quad M_2 = Wh \frac{I_2}{\sum I}; \dots (8.117)$$

$$M_3 = Wh \frac{I_3}{\sum I}; \dots (8.118) \quad M_4 = Wh \frac{I_4}{\sum I}; \dots (8.119)$$

onde:  $\sum I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$

Se as seções transversais dos pilares de sustentação são conhecidas calculam-se os momentos fletores e os momentos de inércia pelas equações citadas anteriormente.

#### 5.6.4.2 Pilares de Sustentação Engastados

Para essa análise, somente são consideradas duas linhas de pilares de sustentação engastadas, e, nesse caso, assume-se que o momento fletor é zero na metade do pilar de sustentação, como mostra a figura 8.15.

O momento de engastamento e as forças cortantes nos pilares de sustentação são:

$$M_1 = M_2 = \frac{Wh_1}{4} \dots (8.120)$$

$$N' = \frac{Wh - Wh_1 / 2}{I} = \frac{W}{I} \left( h - \frac{h_1}{2} \right) \dots (8.121)$$

A força resultante axial, atuante nos pilares de sustentação, é obtida como resultado de forças cortantes, sendo N' a força axial devido ao peso próprio da estrutura e ao peso do produto armazenado no silo.

Uma análise semelhante pode ser feita para um número "n" de linhas de colunas de sustentação de silos multicelulares.

#### 8.6.5 Método Simplificado para Cálculo de Pilares de Sustentação de Silos

Prismáticos (GRAY, 1973)

A aplicação desse método é baseada nas seguintes suposições:

- a rigidez de um elemento submetido ao momento fletor é diretamente proporcional a  $I/l$ ;

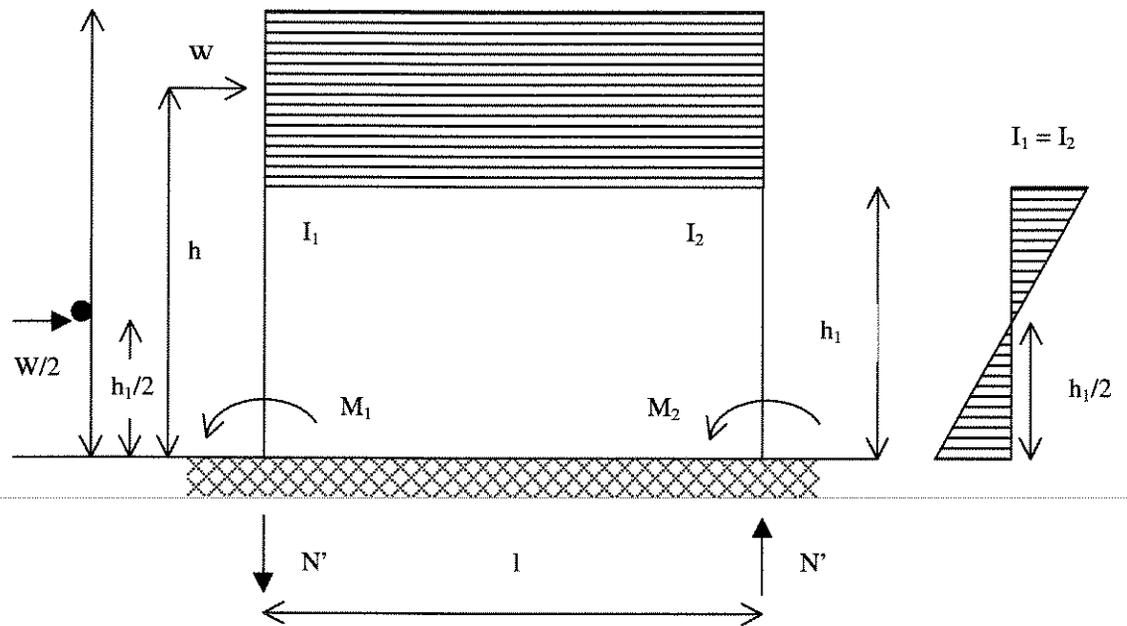


FIGURA 8.15 - Pilar de sustentação engastado, segundo CALIL et al. (1997).

- os suportes são rígidos o suficiente para aumentar efetivamente a rigidez dos pilares;
- o ponto de inflexão se dá na metade do painel (placa) e do pilar de sustentação; quando existir, na extremidade do elemento, uma rótula, não há ponto de inflexão;
- os pilares de sustentação internas suportam o dobro do cisalhamento dos outros pilares, devido ao efeito de duplo enrijecimento;
- quando os pilares são consideradas engastadas na base, o leito da fundação e o cálculo da base devem ser feitos para justificar a condição assumida.

### 8.6.5.1 Uma Linha de Pilares

Este é o caso mais simples que pode ocorrer em superestruturas suportadas em “n” colunas numa linha normal a F, sendo F a carga total do vento, que deve ser suportada por todas as colunas. O diagrama da força de cisalhamento e momento fletor são mostrados na figura 8.16.

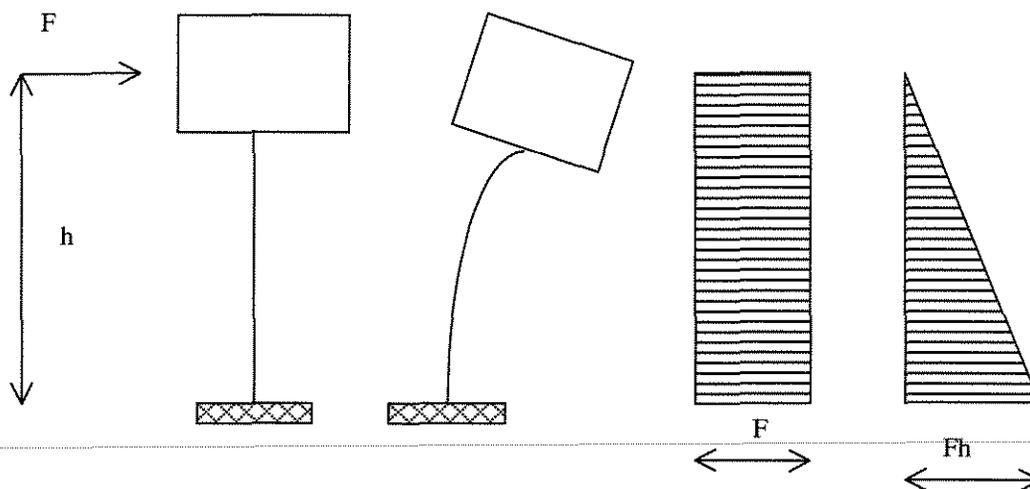


FIGURA 8.16 - Caso mais simples de pilar de sustentação em linha, segundo GRAY (1973).

### 8.6.5.2 Duas Linhas de Pilares

É o caso de duas linhas de pilares articulados na base, tal como é mostrado na figura 8.17. O cisalhamento em cada pilar, ou linha de pilar, é  $F/2$ , e o momento fletor varia linearmente de zero, na base, a  $Fh/2$ , no topo.

Tomando-se os momentos das forças externas acima do ponto B, encontra-se:

$$Vl - Fh = 0 \Rightarrow V = \frac{Fh}{l} \dots(8.122)$$

Para “n” pilares em linhas, divide-se o resultado por “n”.

Dois pilares engastadas na base, referindo-se à figura 8.17 e, fazendo o momento fletor, devido à força externa:

$$Fh - Vl - M_a - M_b = 0 \dots(8.123)$$

$$M_a = M_b = \frac{Fh_1}{4} \dots\dots(8.124)$$

$$V = \frac{F}{l} \left( h - \frac{h_1}{2} \right) \dots\dots(8.125)$$

se  $h = h_1$ , tem-se:

$$V = \frac{1}{2} \left( \frac{Fh}{l} \right) \dots\dots (8.126)$$

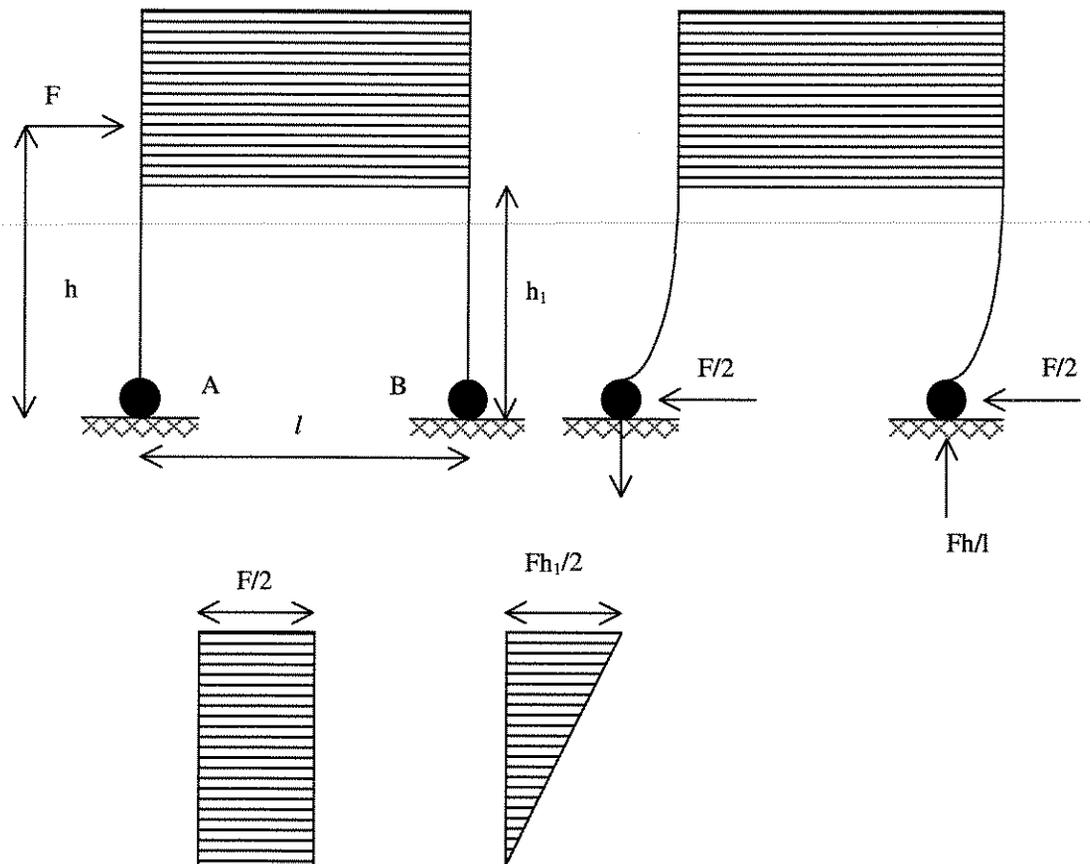


FIGURA 8.17 - Caso de duas linhas de pilares de sustentação articulados, segundo GRAY (1973).

O esforço total num pilar é devido à:

- ação permanente da estrutura e do produto armazenado;

- ação direta do vento, isto é  $\pm V$ ;
- momento fletor devido ao vento.

O pórtico usado para sustentação de silos é composto de elementos horizontais e de pilares engastados na base, como mostra a figura 8.18; os pontos de inflexão são assumidos ocorrerem na metade das dois pilares e dos elementos. O ponto de inflexão no topo da parede (painel ou placa) é rígido, afastando-se do ponto médio e aproximando-se da extremidade mais flexível ao nó do elemento.

O diagrama (a) da figura 8.18 mostra o nó do elemento inferior com uma parte da coluna acima e abaixo, sendo os momentos na coluna, na parte superior e inferior, respectivamente:

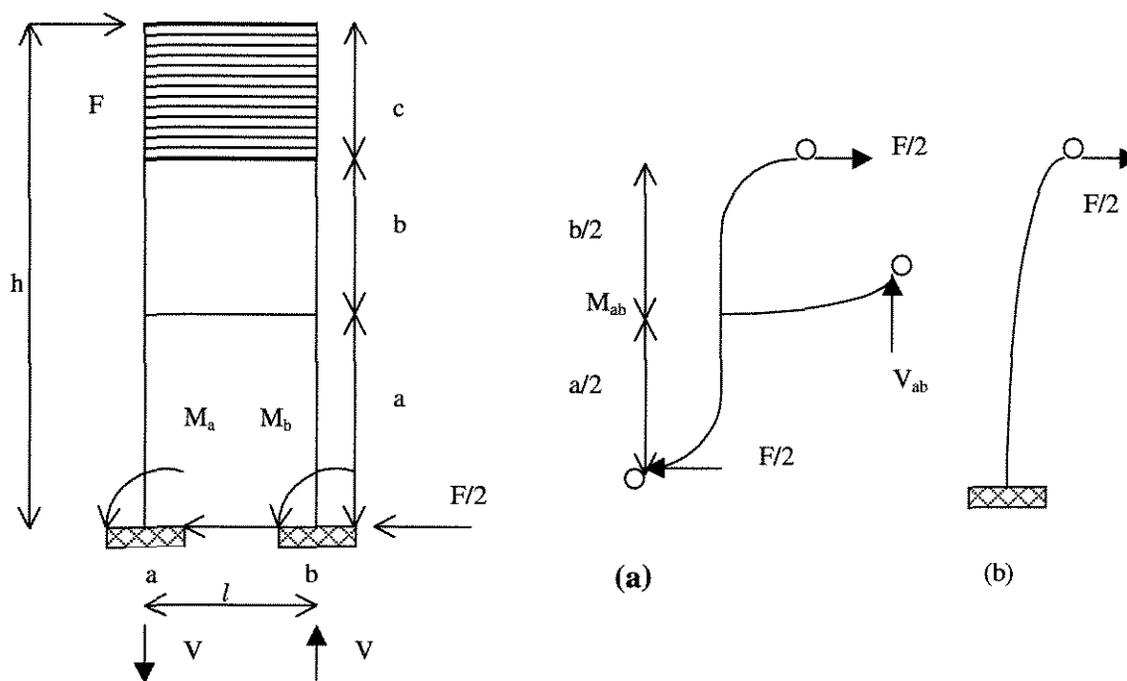


FIGURA 8.18 - Pilares de sustentação engastados com elementos horizontais com os respectivos pontos de inflexão, segundo GRAY (1973).

$$M_{ab} = \frac{F}{2} \times \frac{b}{2} \dots (8.126)$$

$$M_{ab} = \frac{F}{2} x \frac{a}{2} \dots\dots(8.127)$$

Para a condição de equilíbrio, o momento no elemento deve ser igual à soma destes momentos, isto é:

$$M_{ab} = F \frac{(a+b)}{2.l} \dots\dots(8.128)$$

O momento no elemento, causado pela ação da pressão do vento, é aproximadamente o dobro do momento no pilar. O elemento será calculado para resistir ao momento e ao cisalhamento, notando-se que o momento encontrado para o elemento no nó reduz-se a zero na metade do comprimento.

Para determinar a reação V, tomam-se os momentos acima de B:

$$V = \frac{F}{l} \left( h - \frac{a}{2} \right) \dots\dots(8.129)$$

### 8.6.5.3 Pórtico com Três ou Mais Linha de Pilares

Neste caso (figura 8.19), tem-se um pórtico com três pilares de sustentação, os pilares internos unidos por elementos de ambos os lados, sendo mais rígidas que os externos, podendo-se supor que sejam capazes de resistir ao dobro do cisalhamento. Em outras palavras, se a ação total devido ao vento é F, cada pilar externo resiste a F/4, e os internos, a F/2.

Os momento nos pilares são:

$$M_a = M_c = \frac{F}{4} x \frac{a}{2} \dots\dots(8.130)$$

$$M_b = \frac{F}{2} x \frac{a}{2} \dots\dots(8.131)$$

A ação do vento direto nos pilares internos é zero e, nos pilares externos, é:

$$V = -\frac{F\left(h - \frac{a}{2}\right)}{l} \dots(8.130)$$

Se a força máxima no pilar (B), devido ao momento  $M_b$ , exceder a força de cisalhamento, no pilar (C), a força máxima combinada ocorre no pilar (B); caso contrário, ocorre no pilar (C).

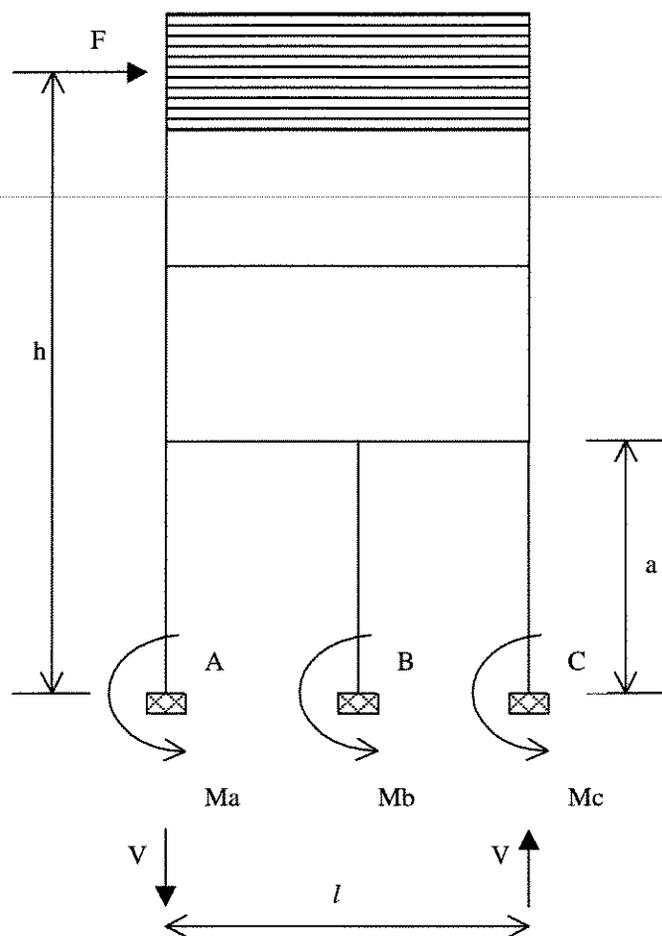


FIGURA 8.19 - Pórtico com três linhas de pilares, segundo GRAY (1973).

## **9. ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS PARA SILOS QUADRADOS DE CONCRETO ARMADO**

### **9.1 Materiais e Métodos**

#### **9.1.1 Determinação dos Modelos de Silos**

---

A idéia inicial de se trabalhar com silo modular de forma poligonal quadrada, baseou-se no princípio da falta de conhecimento do comportamento destes modelos não somente em nível internacional, mas, principalmente, pela inexistência de literatura especializada. A partir de fotografias de alguns silos construídos na Europa (figuras 9.1 e 9.2) e alguns exemplos apresentados por RAVENET (1992), iniciou-se então, este trabalho.

Foram propostos então dois modelos de silos compostos de quatro células cada (tipo C=3, conforme a tabela 8.1), capacidade de armazenamento de 15t de milho em cada célula, perfazendo um total de 60t de produto armazenado. Como foram propostos dois modelos de silos, variaram-se os comprimentos dos elementos, mantendo-se a mesma capacidade de armazenagem. As células portanto possuem alturas diferentes: para o modelo com altura de 8,5m o vão adotado para o elemento foi de 1,5m, e, para o modelo com altura de 5,0m, o vão adotado foi de 2,0m. O modelo com maior altura apresentava-se com 17 elementos sobrepostos, enquanto que o modelo com menor altura, porém maior vão apresenta-se com 10 elementos sobrepostos. As figuras 9.3 e 9.4, mostram os dois modelos de silos propostos e utilizados. A figura 9.5, apresenta

vista frontal dos dois modelos de silos utilizados neste trabalho, com os respectivos números de elementos e alturas.

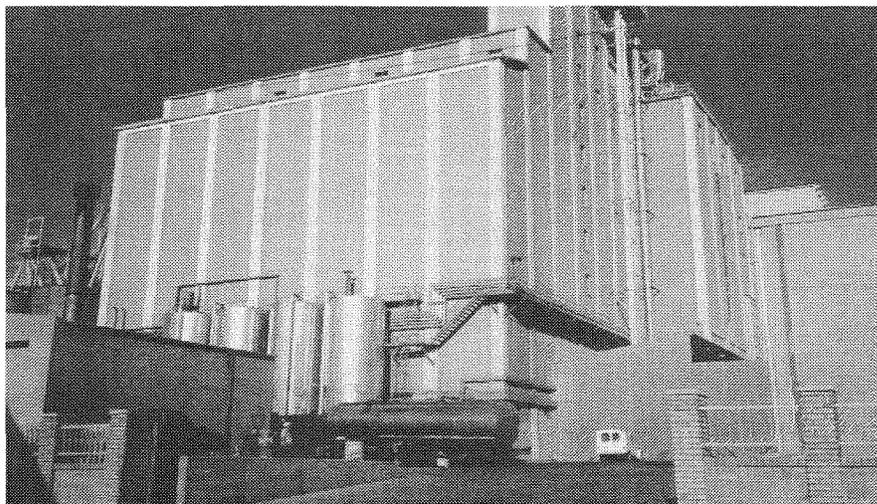


FIGURA 9.1 – Silo com forma poligonal quadrada

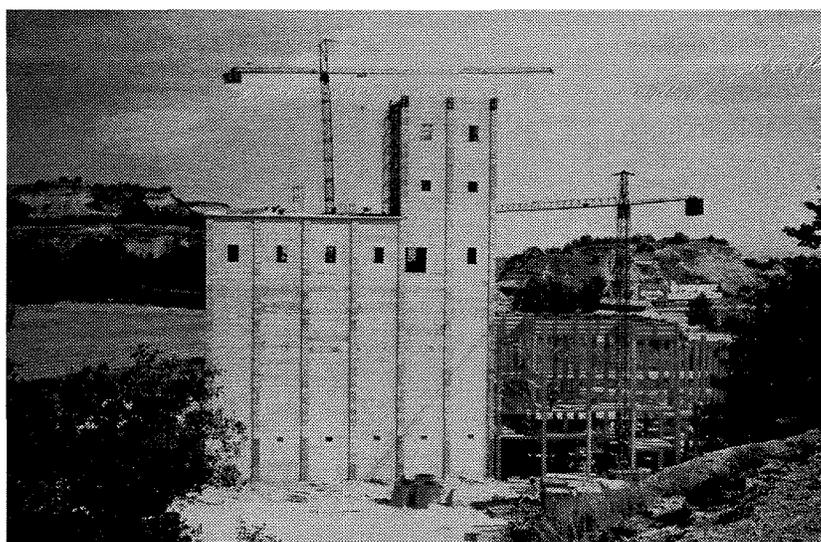


FIGURA 9.2 – Construção de um silo multicelular com forma poligonal quadrada

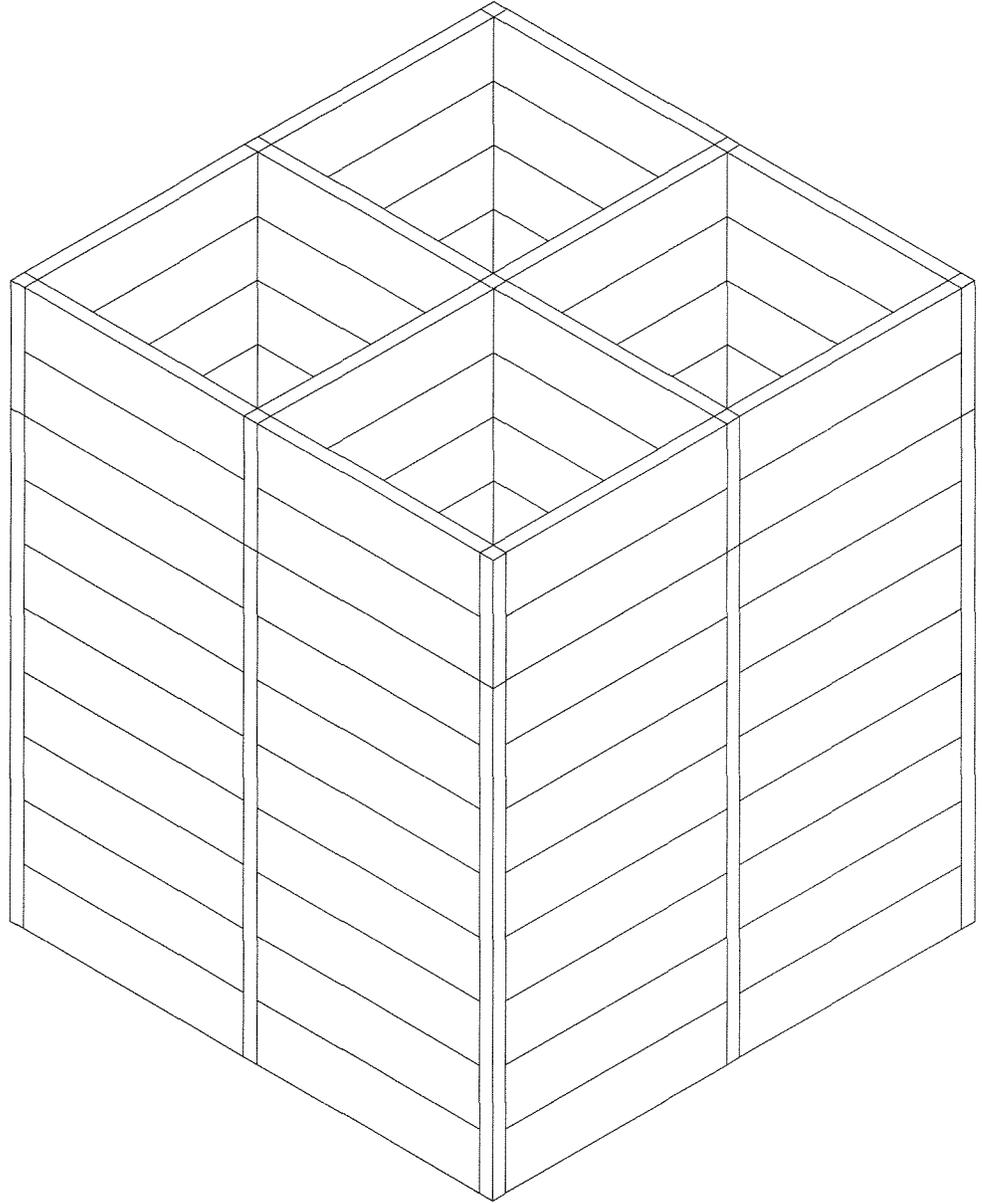


FIGURA 9.3 - Modelo de silo utilizado com 4 células de 10 elementos (200 X 50 cm).

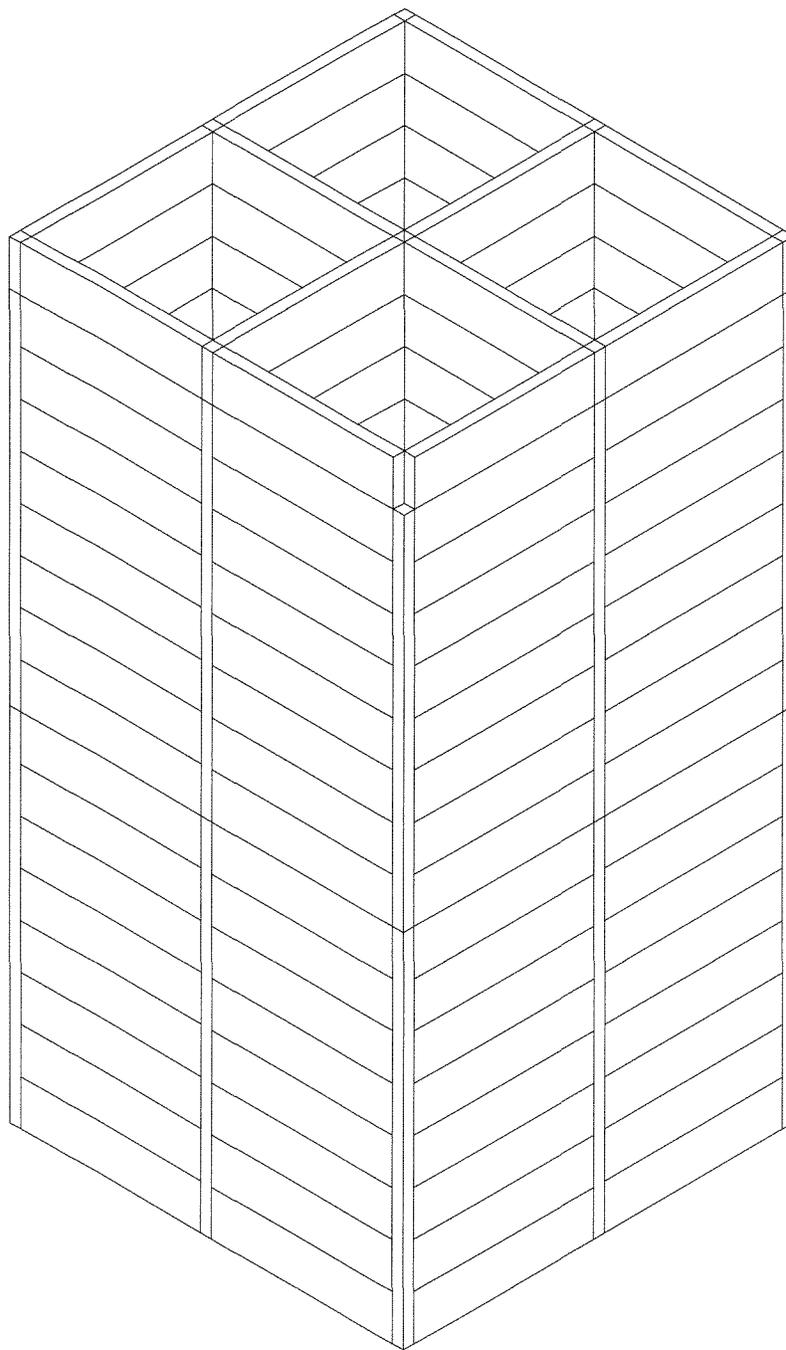


FIGURA 9.4 - Modelo de silo utilizado com 4 células de 17 elementos (150 X 50 cm).

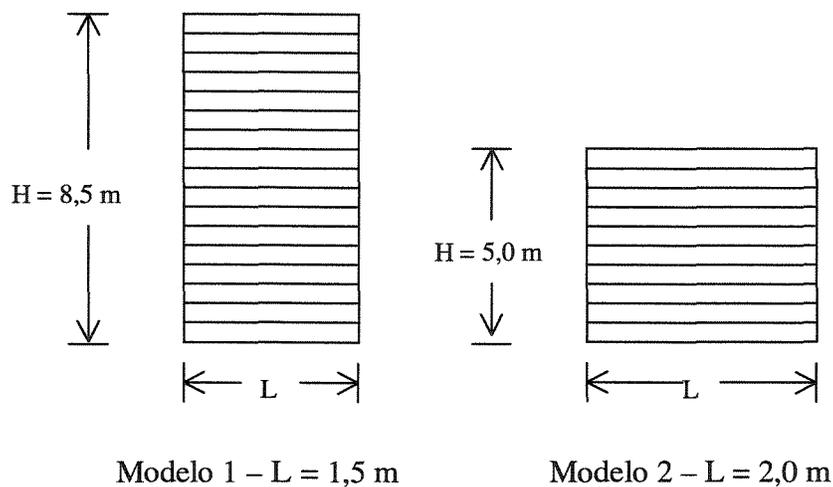


FIGURA 9.5 - Vista frontal dos modelos de células utilizadas.

### 9.1.2 Dimensionamento dos Elementos Utilizados

Os elementos foram dimensionados seguindo os procedimentos de cálculo e recomendações práticas estabelecidas pela Norma Americana ACI-313 (1983), para o projeto de paredes.

#### 9.1.2.1 Espessura dos Elementos

A ACI-313 (1983) estabelece que a espessura mínima para paredes de silos pré-moldados de concreto armado não deve ser inferior a 2" (50 mm) e, para paredes moldadas "in loco" 6" (150 mm). Portanto, para a construção dos elementos adotou-se uma espessura de 80 mm para todos os elementos.

#### 9.1.2.2 Armadura Utilizada nos Elementos

O dimensionamento da armadura utilizada nos elementos pré-moldados de concreto armado, foi realizado seguindo-se as recomendações da ACI-313 (1983).

Considerando que as paredes dos silos estão sujeitas a combinação direta de tensão e momento, seguindo as aproximações dependentes da magnitude da excentricidade: Caso I, de pequena excentricidade das paredes. Após o cálculo da seção de aço adotou-se a armadura mínima recomenda. Portanto os elementos foram armados com malha dupla de aço CA-60, diâmetro nominal de 6,3 mm, espaçamento horizontal de 117,5 mm entre barras e vertical de 144,0 mm. As malhas foram colocadas no interior dos elementos mantendo um recobrimento de 20 mm em cada face dos elementos.

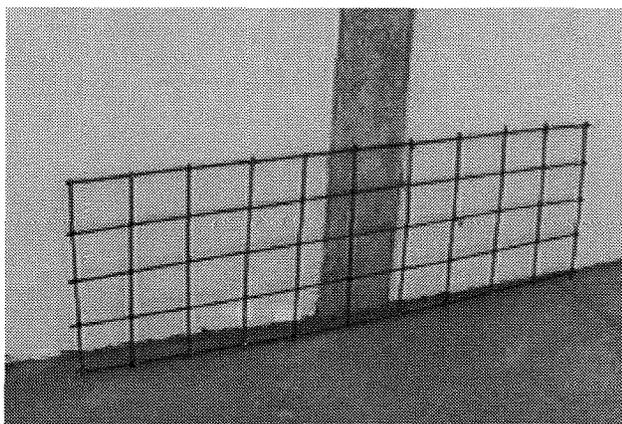


Figura 9.6 – Armadura utilizada nos elementos

### 9.1.2.3 Traço do Concreto Utilizado nos Elementos

Utilizou-se um traço por metro cúbico de para o concreto (333 kg de cimento do tipo CP II F, 846 kg de areia seca, 1045 kg de pedra britada nº 1, 190 litros de água e 1,33 litros de plastificante), pré-estabelecido para conferir uma resistência ao ensaio de compressão de 30,0MPa aos 28 dias de idade, com amassamento e adensamento mecânico.

### 9.1.3 Formas Utilizadas para Construção dos Elementos

A fim de ser obter uma superfície lisa nos elementos, utilizou-se, como formas, chapas de compensado com superfície resinada, o que pode ser visto na figura 9.7.

### 9.1.4 Encaixe Utilizados nos Elementos

Utilizou-se em todos os elementos um tipo de encaixe adotado por RAVENET (1992), onde os elementos apresentavam em suas extremidades superior e inferior um ressalto na forma de um semi-círculo em toda extensão do comprimento e, de maneira inversa, na extremidade inferior, a fim de servir de encaixe tipo macho-fêmea, com um raio médio de 10mm conforme pode ser visto na figura nas figuras 9.8 e 9.9.

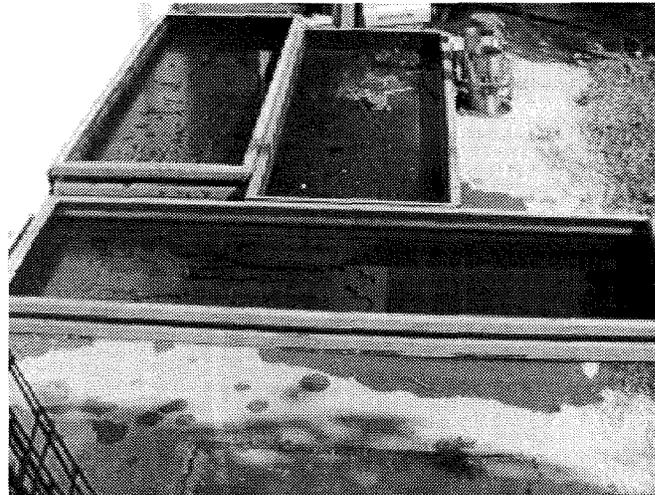


FIGURA 9.7 – Fôrmas utilizadas sendo molhadas antes da concretagem

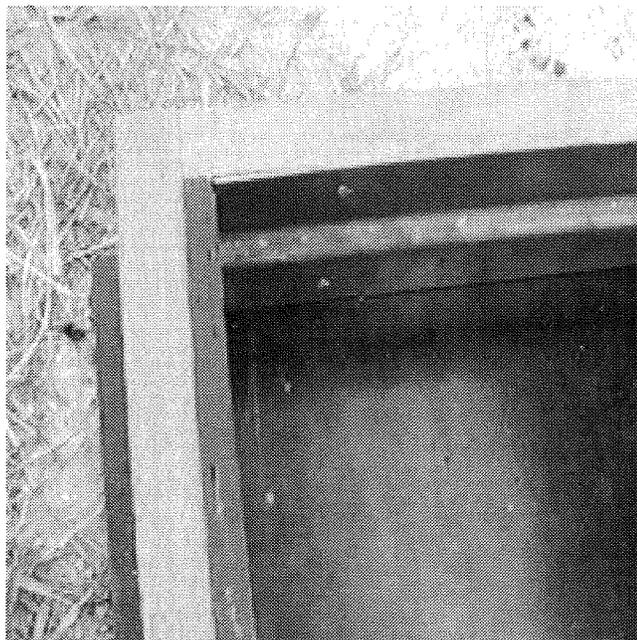


FIGURA 9.8 - Formas de compensado resinado e detalhe do encaixe utilizado.

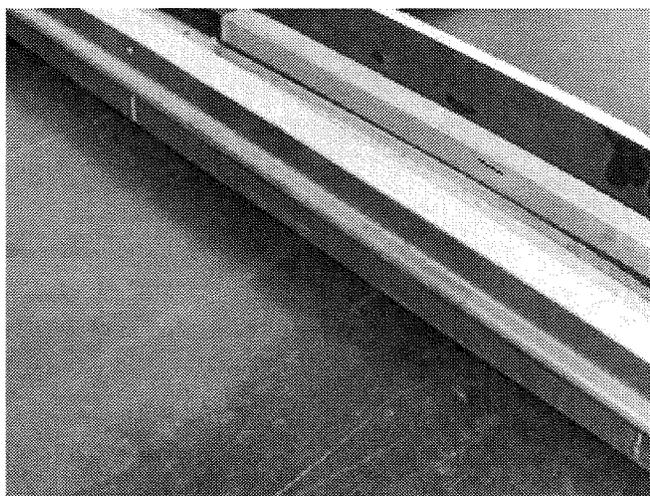


FIGURA 9.9 - Detalhe dos encaixes utilizados nos elementos.

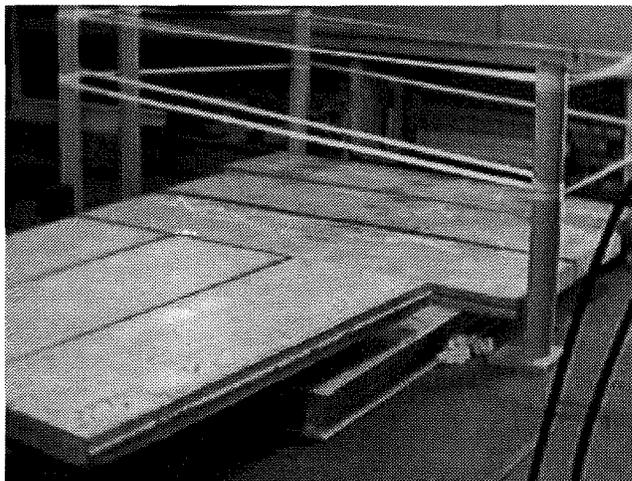


FIGURA 9.10 – Detalhe dos encaixes utilizados nos elementos

### 9.1.5 Construção dos Elementos

Para a realização dos ensaios em laboratório, foram construídos seis elementos em concreto armado, no Laboratório de Construção Civil da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, sendo três com comprimento de 1,5 m e os outros com 2,0 m, todas com largura de 0,5 m e espessura de 0,08 m, conforme as figuras 9.11 e 9.12. As figuras 9.13 e 9.14 apresentam mais detalhes da construção dos elementos utilizados nos ensaios.

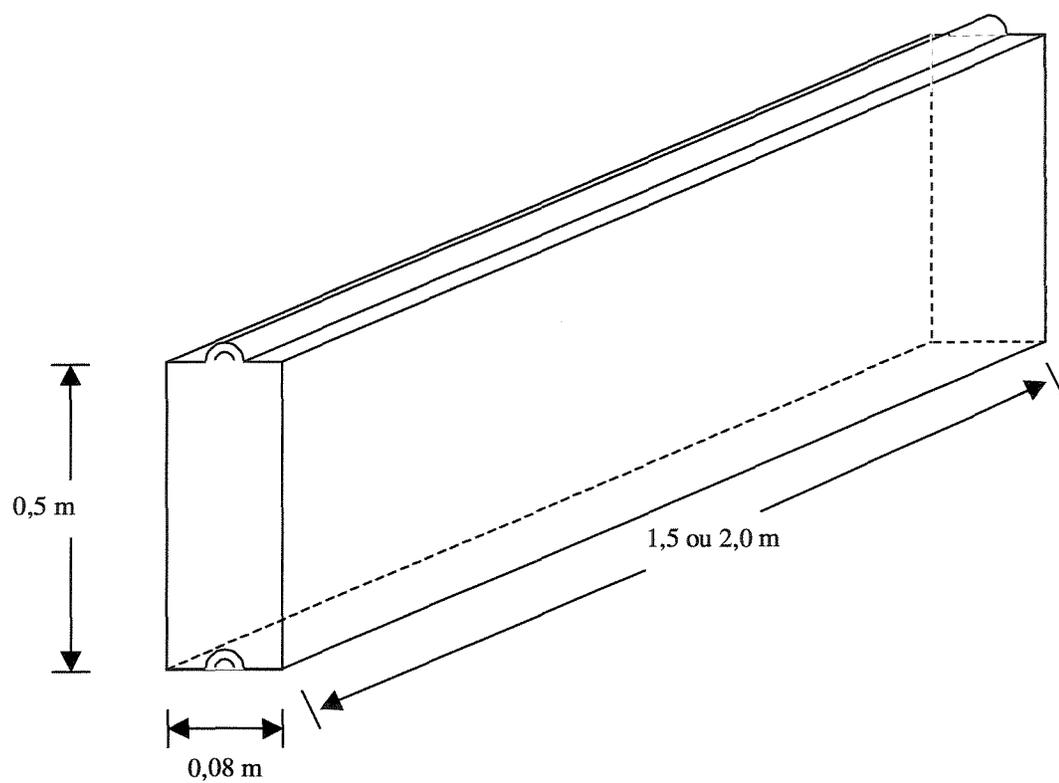


FIGURA 9.11. - Croquis dos elementos utilizadas nos ensaios.

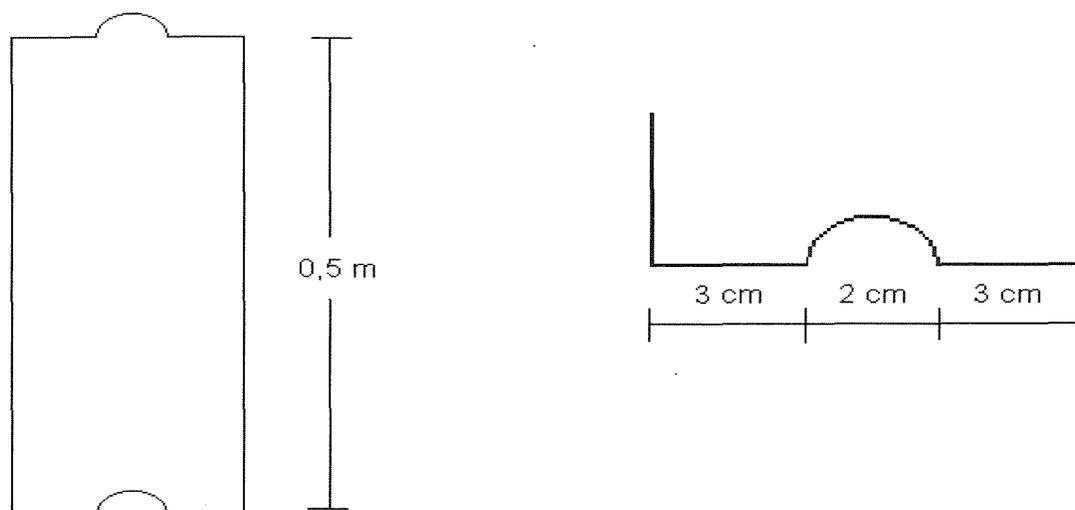


FIGURA 9.12 - Corte transversal no elemento e dimensões do encaixe utilizado.



FIGURA 9.13 – Vibração mecânica do concreto

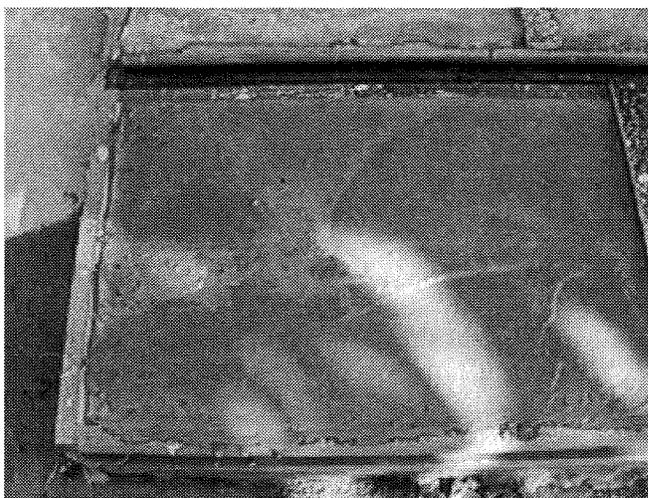


FIGURA 9.14 – Vista da superfície do concreto

### 9.1.6 Determinação dos Pontos para Instrumentação dos Elementos

Foi demarcada uma malha sobre a superfície dos elementos procurando-se estabelecer os pontos onde seriam instalados os extensômetros elétricos de resistência e os transdutores diferenciais. Esta malha foi composta de linhas pré-estabelecidas da seguinte forma:

- Ensaio com um único elemento: três linhas horizontais, duas instaladas a 50 mm das extremidades inferior e superior e uma no centro de cada elemento independente do seu comprimento; três linhas verticais, duas instaladas a 1/3 de cada extremidade e uma no centro do elemento, independente do seu comprimento.
- Ensaio com dois elementos encaixados: duas linhas horizontais, uma no centro e outra a 50 mm da extremidade próxima a região de encaixe entre os elementos; três linhas verticais, duas instaladas a 1/3 de cada extremidade e uma no centro do elemento, independente do seu comprimento.

Como o sistema de aquisição de dados apresenta um limite de 16 canais para leituras, necessariamente teríamos que ter o mesmo número de pontos de medições nos elementos, adotando-se o seguinte critério:

- 9 pontos para strain gauges e 7 pontos para LVDT's para elementos isolados.
- 8 pontos para strain gauges e 8 pontos para LVDT's para elementos encaixados.

As figuras 9.15, 9.16 e 9.17 apresentam as respectivas malhas construídas, com as indicações dos pontos onde foram instalados os strain gauges e os medidores de deslocamentos, para as medições e análises do comportamento dos elementos.

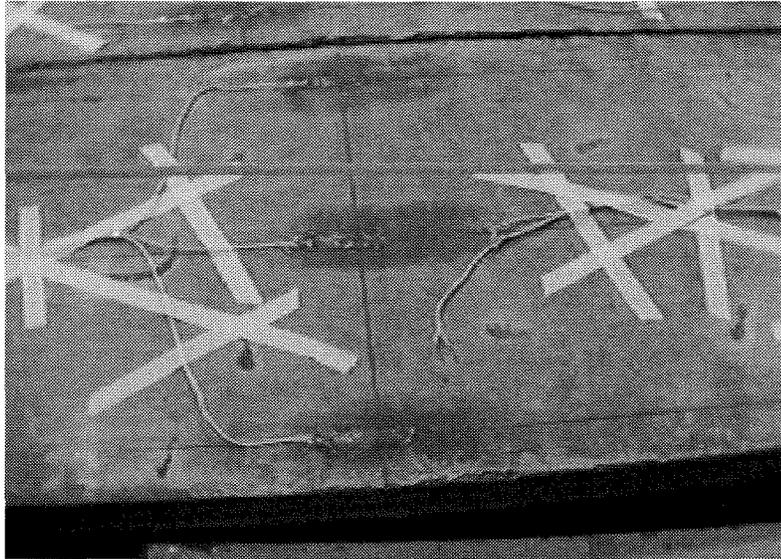


FIGURA 9.15 - Elemento com strain gauges colados nos pontos pré-estabelecidos.

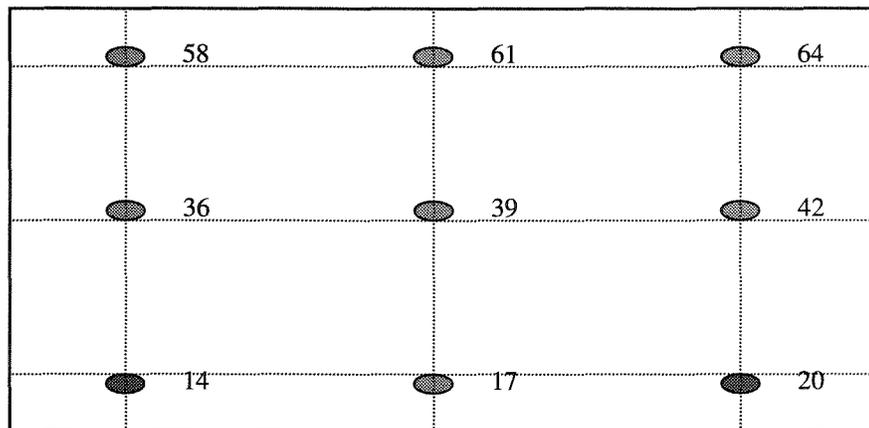


FIGURA 9.16 - Malha de pontos para colagem dos strain gauges e instalação dos medidores de deslocamentos, onde:

- - ponto de colagem de strain gauges
- - ponto de instalação de medidores de deslocamentos.

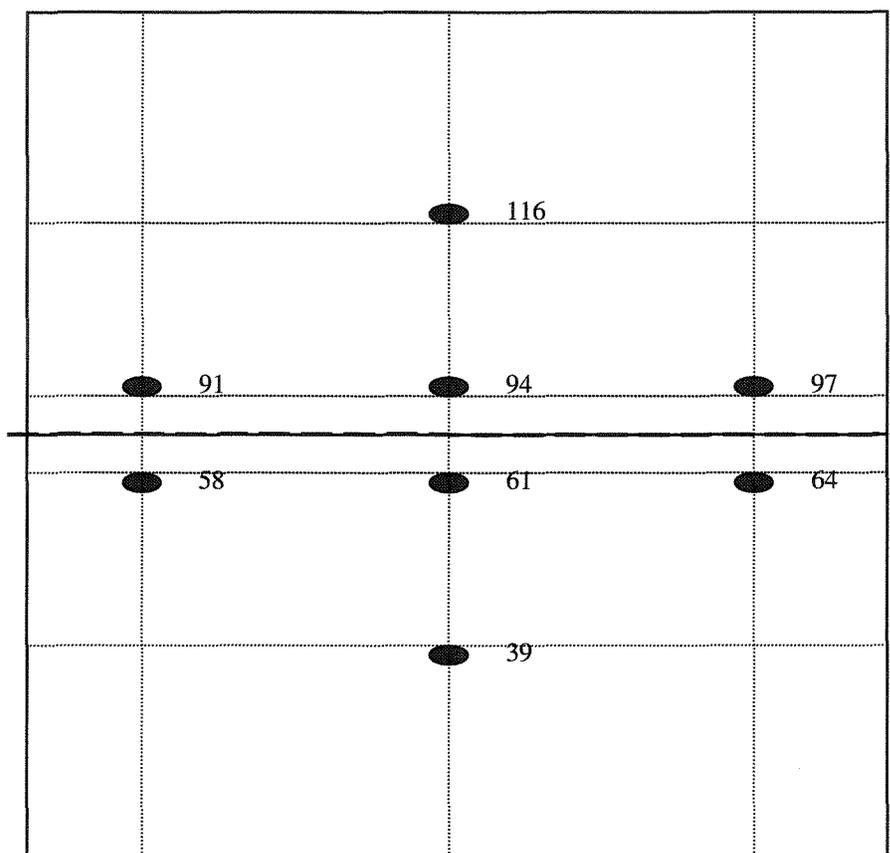


FIGURA 9.17 - Malha de pontos para colagem dos strain gauges e instalação dos medidores de deslocamentos, onde:

● - ponto de colagem de strain gauges e instalação dos medidores de deslocamento nos elementos encaixados.

### 9.1.7 Sistema de Aquisição de Dados

Para realização dos ensaios com os elementos, em laboratório, foram instalados medidores de tensões (extensômetros elétricos de resistência) e de deslocamento (transdutores diferenciais) acoplados a um sistema de aquisição de dados, com 16 canais para entrada de sinais, modelo ADS 2000 da marca LYNX, via interface paralela de um microcomputador “Notebook”, tal como se pode ver na figura 9.18.

### 9.1.8 Extensômetros Elétricos de Resistência

Os extensômetros elétricos instalados nos elementos foram do tipo KFC-30-120-C1-11, com comprimento de 30 mm, resistência de  $119,8 \pm 0,2 \Omega$ , fator gauge  $2,10 \pm 1,0 \%$ , da marca Kyowa. Foi instalado um extensômetro em cada ponto de medição dos elementos como mostra as figuras 9.15, 9.16 e 9.17, apenas na superfície inferior que representa a face externa do silo. Para determinar as tensões no estado simples de tensão os extensômetros foram instalados no sentido horizontal dos elementos, como mostrado nas figura 9.19, 9.20 e 9.21.



FIGURA 9.18 – Sistema de aquisição de dados.

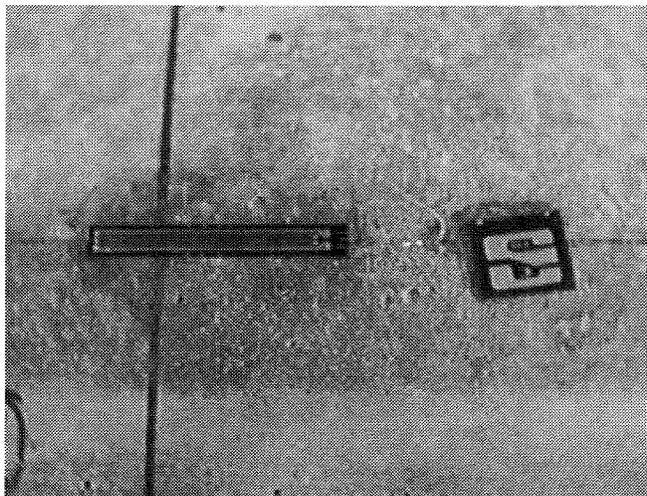


FIGURA 9.19 – Superfície do elemento com strain gauges colado

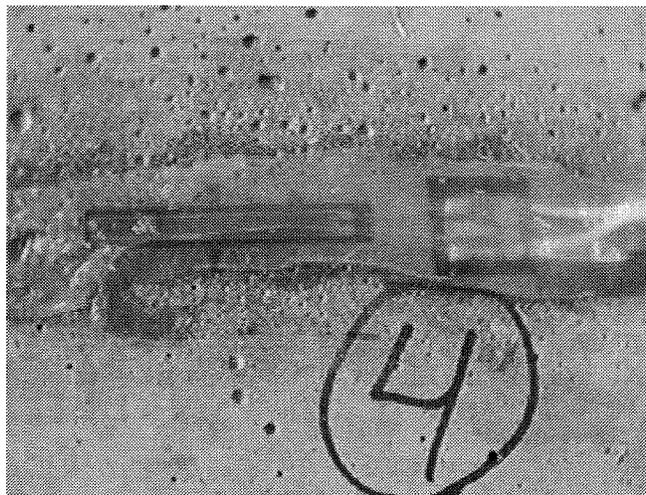


FIGURA 9.20 – Strain gauge colado no elemento e protegido por pasta de silicone.

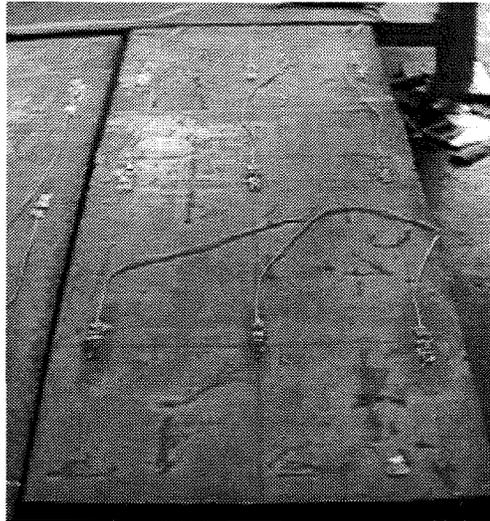


FIGURA 9.21 – Strain gauges colados nos elementos

### 9.1.9 Transdutores Diferenciais

Os transdutores diferenciais de deslocamento (LVDT's) utilizados foram do tipo DT-50 A e DT-100 A, com comprimento de mensuração de 50 e 100mm, respectivamente, todos da marca Kyowa., como mostrado na figura 9.22.

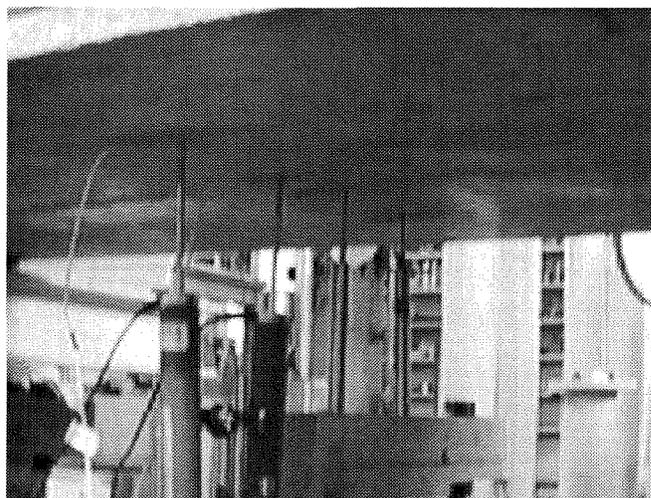


FIGURA 9.22 – LVDT's instalados na parte inferior dos elementos

### 9.1.10 Carregamento Utilizado

Para melhor simulação de carregamento uniformemente distribuído sobre os elementos, foi utilizada uma camada de 5 mm de papelão, aplicada sobre a superfície do concreto, procurando minimizar qualquer efeito de irregularidade. Logo acima, da camada de papelão, foi colocada uma chapa de compensado do tipo “maderit”, e em seguida, caibros de madeira, estes com espaçamento de 50 mm, sob estes caibros, vigas de madeira em direção transversal, finalizando-se com perfis metálicos. Sempre que se passava de um nível para outro, eram colocados pequenos roletes de aço para permitir uma melhor distribuição e acomodação da carga, que era aplicada através de um macaco hidráulico sendo controlado por um anel dinamométrico. O procedimento de montagem do carregamento utilizado pode ser visto nas figuras 9.23, 9.24, 9.25, 9.26, 9.27, 9.28, 9.29, 9.30, 9.31, 9.32, 9.33 e 9.34.

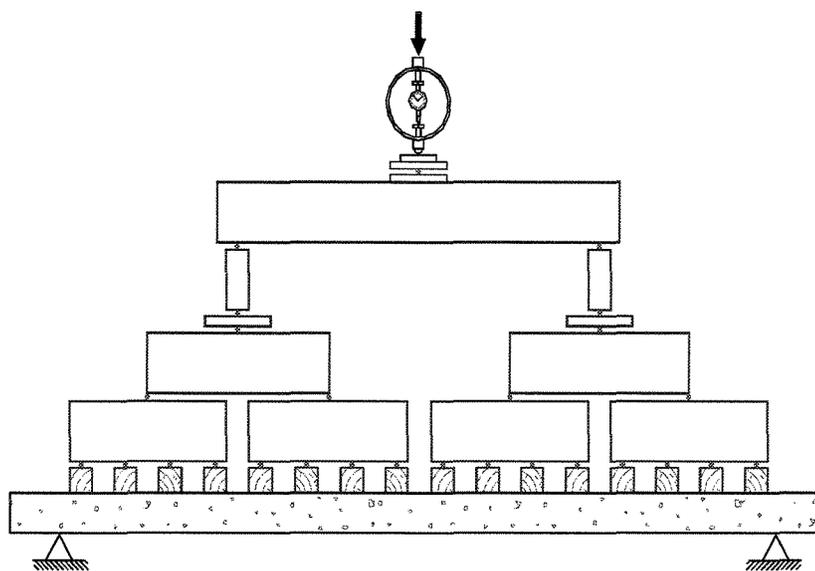


FIGURA 9.23 - Esquema de carregamento utilizado nos ensaios.

Após algumas tentativas para se obter um arranjo estrutural que mais se aproximasse de uma carga distribuída uniformemente sobre o elemento, na fase inicial

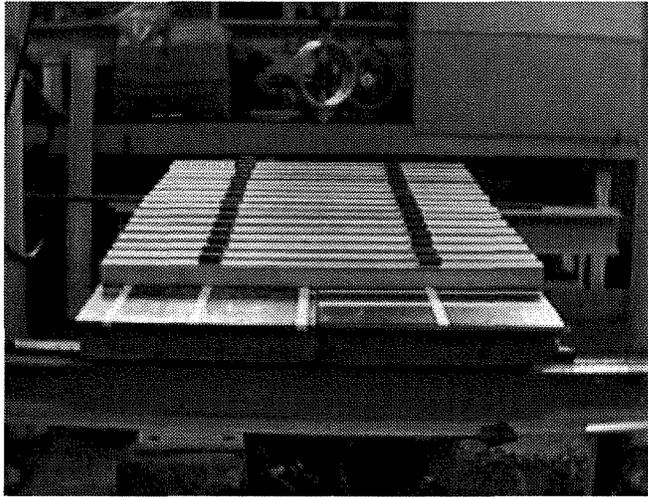


FIGURA 9.28 – Montagem do carregamento (sob a chapa de compensado foram colocados caibros de madeiras)

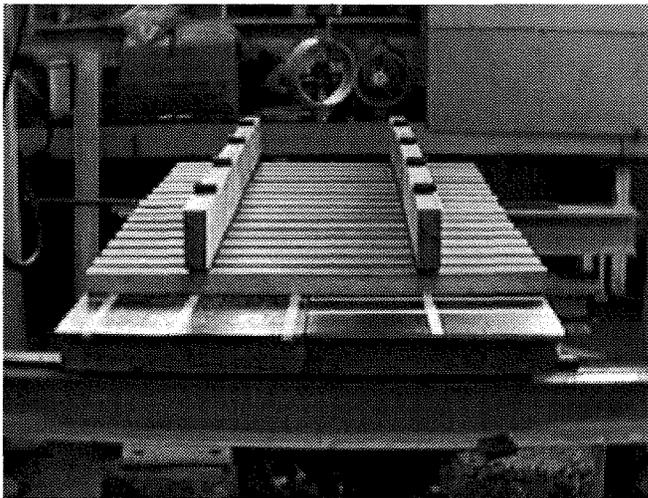


FIGURA 9.29 – Sob os caibros, vigas de madeira apoiadas em roletes de aço.

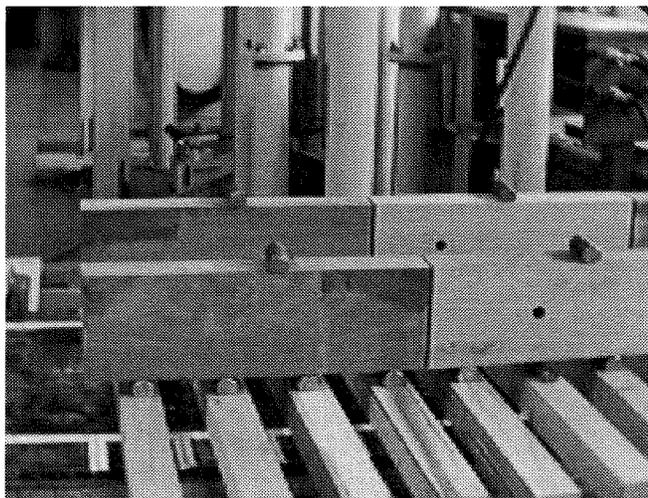


FIGURA 9.30 – Detalhe dos roletes de aço.

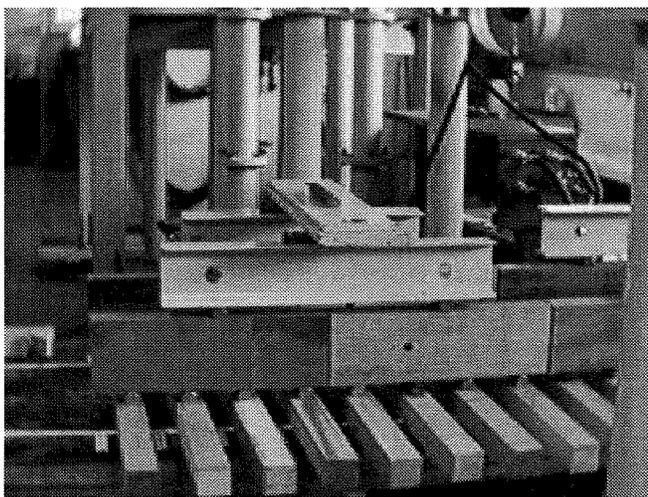


FIGURA 9.31 – Acima das vigas de madeira, perfis metálicos.

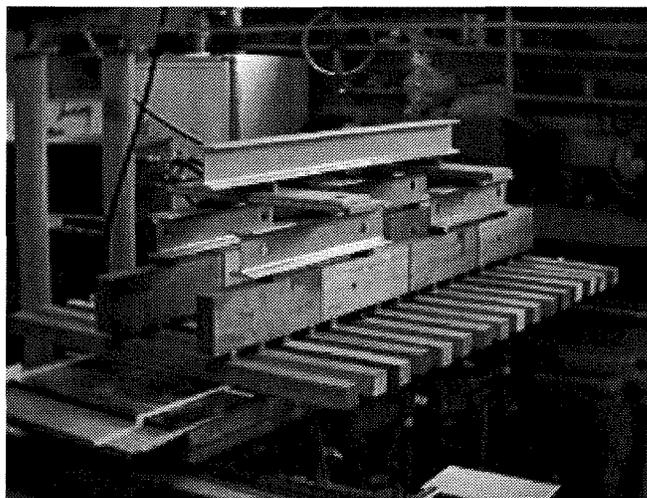


FIGURA 9.32 - Seqüência da montagem do esquema de carregamento do elemento



FIGURA 9.33- Vista lateral do carregamento realizado para ensaio com um elemento

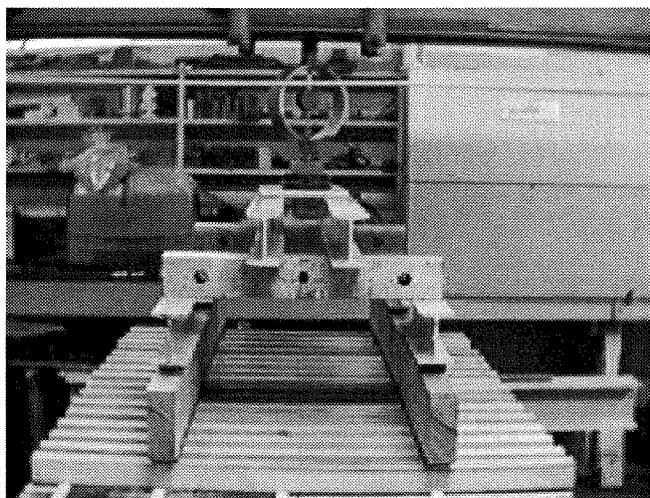


FIGURA 9.34 - Vista lateral do carregamento realizado para ensaio com dois elementos

### 9.1.11 Procedimento Experimental de Carregamento dos Elementos

A parte experimental deste trabalho, no que diz respeito aos ensaios com os elementos, foi realizada no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras (LaMEM) do Departamento de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

Os ensaios com os elementos pré-moldados de concreto foram realizados de duas maneiras distintas, inicialmente foi ensaio apenas um elemento de maneira isolada, em seguida eram ensaiados outros dois elementos encaixados de mesmas dimensões, conforme a figura 9.35, que correspondem às paredes de silos normalmente utilizados na Europa.

Os elementos foram carregados com intervalos distintos de cargas durante a realização da leituras e monitoramento (figura 9.36) da seguinte maneira:

- Um elemento de 1,5m de vão: cargas de aproximadamente 1,08 kPa, até a carga correspondente a 8,92 kPa, instante em constatou-se o aparecimento de fissura no elemento, através de observação visual.
- Um elemento de 2,0m de vão: cargas de aproximadamente 0,30 kPa, até a carga correspondente a 4,41 kPa, instante em constatou-se o aparecimento de fissura no elemento, através de observação visual.
- Dois elementos de 1,5m de vão encaixados: cargas de aproximadamente 4,9 kPa, até a carga correspondente a 27,06 kPa, instante em constatou-se o aparecimento de fissura no elemento, através de observação visual.
- Dois elementos de 2,0m de vão encaixados: cargas de aproximadamente 1,96 kPa, até a carga correspondente a 13,73 kPa, instante em constatou-se o aparecimento de fissura no elemento, através de observação visual.

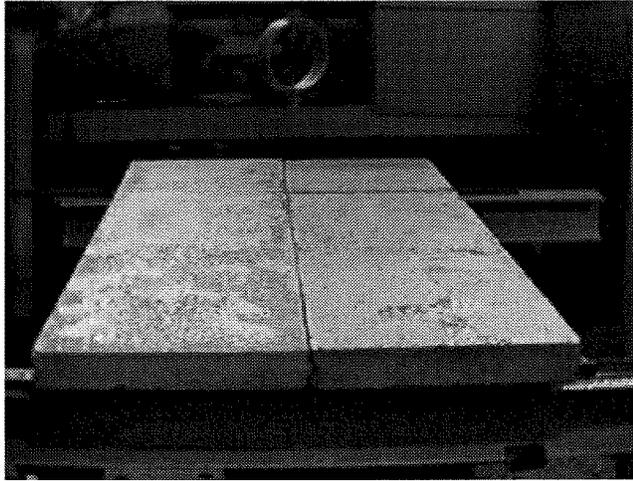


FIGURA 9.35 - Dois elementos sendo preparados para ensaio de flexo-tração.



FIGURA 9.36 – Monitoramento do ensaio

### 9.1.12 Determinação da Resistência à Compressão e do Módulo de Deformação

Com o objetivo de acompanhar o desenvolvimento de resistência do concreto, foram retiradas amostras durante a construção dos elementos, conforme o disposto nas seguintes normas: NBR 5738 – Moldagem de corpos-de-prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – Métodos de Ensaio, e NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – Método de Ensaio. Os corpos-de-prova foram mantidos em câmara úmida, até as idades de rompimento, no Laboratório de Construção Civil, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

O módulo de deformação experimental foi determinado conforme o disposto na NBR 6118. A figura 9-37 apresenta alguns corpos-de-prova retirados durante a fabricação dos concreto utilizado nos elementos pré-moldados.

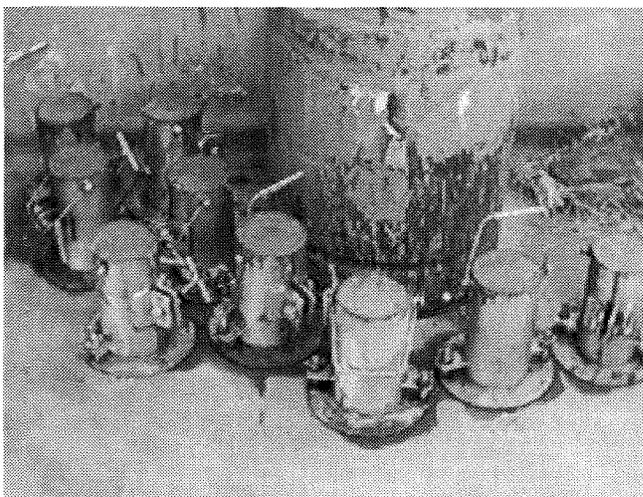


FIGURA 9.37 – Amostras retiradas do concreto para ensaio de compressão

A tabela 10.2 apresenta os resultados das determinações das propriedades físicas do produto em estudo. Como regra geral, devem ser utilizados os dois limites das propriedades para o dimensionamento de silos, sendo o limite superior para o projeto de fluxo e o limite inferior para o projeto das pressões, de acordo com o proposto pela Norma Australiana – AS 3774 (1990) conforme tabela 5.1.

TABELA 10.2 – Propriedades físicas do milho utilizado.

Produto	Ângulo de atrito interno	Efetivo ângulo de atrito	Ângulo de atrito com a parede	Densidade $\text{kN/m}^3$	Teor de umidade % (b.u.)
Milho	31°/35°	28°/30°	22°	6,9	9,75

Os resultados obtidos correspondem as propriedades físicas do milho estudado, com teor de umidade de 9,75%, determinado através de equipamento “Jenike Shear Cell”, seguindo metodologia internacional, a qual é adotada por todos os grupos de pesquisa do mundo e pelas principais normas. Baseado nos resultados apresentados o milho utilizado é classificado como um produto granular; com densidade de 6,9  $\text{kN/m}^3$ , abaixo dos valores propostos pela ACI-313 (1983) que varia de 7,35 a 9,9  $\text{kN/m}^3$ ; ângulo de atrito interno variando entre 31° a 35° e, efetivo ângulo de atrito variando entre 28° a 30°, dentro dos limites propostos pela ACI-313 (1983); ângulo de atrito com a parede de concreto de 22°, também dentro dos limites propostos pela ACI-313 (1983). Portanto, os valores apresentados podem ser utilizados nas equações para os cálculos das pressões e do fluxo em projetos de silos.

## 10.2 Análise Teórica e Experimental dos Elementos Pré-Moldados

Quanto a análise dos resultados experimentais e teóricos foram consideradas as medições na linha transversal e central aos elementos, pontos de medições mostrados nas figuras 9.16 e 9.17 (pontos 17, 39 e 61 para um elemento e pontos 39,61, 94 e 116

para dois elementos), porque a análise teórica não possibilitou analisar junto as linhas laterais dos elementos, além do que, nos silos reais construídos com esses elementos a parede será formada por vários elementos sobrepostos; portanto, o comportamento dos elementos ensaiados representa aquilo que ocorrerá, na realidade, com os silos.

O método simplificado para o dimensionamento das paredes de silos com forma poligonal quadrada mais utilizados são aqueles propostos por RAVENET (1992) e REIMBERT (1976). Como se pode observar, existem poucas informações técnicas, detalhes e experiências a respeito do dimensionamento, projetos e comportamento destes modelos de silos. Utilizou-se o método proposto por RAVENET (1992) e a teoria de vigas bi-articuladas para comparação dos resultados entre os valores obtidos para as tensões experimentais e teóricas. Para comparação entre os valores obtidos para os deslocamentos experimentais e teóricos foram utilizadas as expressões clássicas para linha elástica (flecha) e flecha máxima (f máx).

$$\text{Onde: (flecha) - Deslocamento} = \frac{1}{EI} \left( \frac{q_{aplic} \cdot x^4}{24} - \frac{q_{aplic} \cdot x^3}{12} + \frac{q_{aplic} \cdot x}{24} \right) \dots (10.1)$$

$$(f \text{ máx}) - \text{Deslocamento} = \frac{5 \cdot q_{aplic} \cdot I^4}{384 \cdot EI} \dots (10.2)$$

## 10.2.1 Tensões

### 10.2.1.1 Tensões em um elemento (1,5 e 2,0 m)

Com pode ser visto anteriormente, os elementos foram ensaiados isolados e encaixados; foram instalados extensômetros e medidores de deslocamentos na linha transversal central e nas extremidades laterais dos elementos. As tensões foram analisadas no sentido longitudinal dos elementos, ou seja, no sentido do vão, pois é neste sentido que ocorrem as maiores tensões neste tipo de silo, como também, é neste sentido

que se calculam as tensões pelo método simplificado e teoria de vigas bi-articuladas; desta forma podemos confrontar os resultados teóricos e experimentais. Nas figuras 10.1, 10.2, são apresentadas as curvas das tensões obtidas pelo método simplificado RAVENET (1992), teoria de vigas bi-articuladas e as tensões experimentais obtidas nos pontos 17, 39 e 61 estabelecidos nos elementos de 1,5 e 2,0 m de vão, respectivamente. A pressão de 8,92 kPa, (figura 10.1) representa o instante em que observou-se o aparecimento de fissura no elemento de 1,5 de vão. Os pontos de medições (17, 39 e 61) apresentaram valores próximos para tensões durante o carregamento do elemento até a carga de 7,84 kPa, a partir desta estes pontos passaram a ter comportamento diferente entre si. Os valores de tensões teóricas (RAVENET 1992, e teoria de vigas) apresentam comportamento similar ao longo do carregamento, porém, quando comparados com os dados experimentais, apresentam valores inferiores; significa dizer que as teorias subestimam as tensões no elemento.

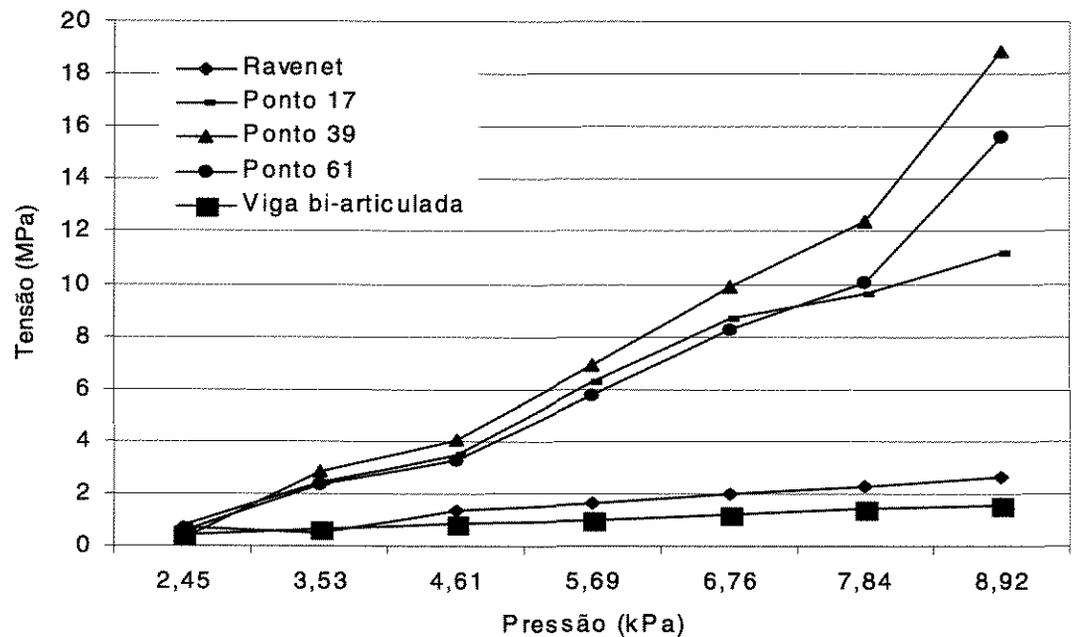


FIGURA 10.1 – Tensões determinadas em um elemento de 1,5m de vão.

A pressão de 4,41 kPa, (figura 10.2) representa o instante em que observou-se ao aparecimento de fissuras no elemento de 2,0 m de vão. Os valores de tensões teóricas apresentaram comportamento similar ao longo do carregamento, porém, quando comparados com os dados experimentais, apresentam valores inferiores, o que significa dizer que estes métodos subestimam as tensões no elemento. Neste caso verificamos ainda, que o ponto 61 apresenta valores para tensões superiores aos outros pontos 17 e 39 de medição do elemento de 2,0 m de vão.

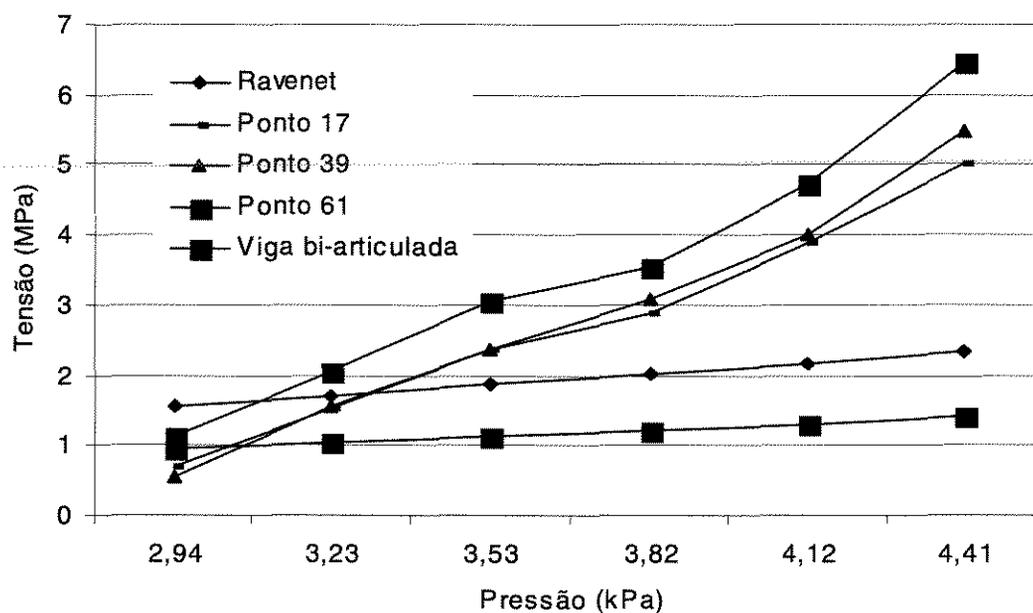


FIGURA 10.2 - Tensões determinadas em um elemento de 2,0 m de vão.

### 10.2.1.2 Tensões em dois elementos encaixados (1,5 e 2,0 m)

Foram realizados ensaios com dois elementos encaixados com a finalidade de analisar o comportamento destes, assim como também, o encaixe tipo macho-fêmea utilizado; pois RAVENET (1992) não apresenta detalhes quanto às suas dimensões

mínimas, dimensionamento e informações técnicas e construtivas. As tensões foram analisadas no sentido longitudinal dos elementos, ou seja, no sentido do vão, pois é neste sentido que ocorrem as maiores tensões neste tipo de silo, como também, é neste sentido que se calculam as tensões pelo método simplificado e teoria de vigas bi-articuladas; desta forma podemos confrontar os resultados teóricos e experimentais. Nas figuras 10.3 e 10.4 são apresentadas as curvas das tensões experimentais obtidas nos pontos 39, 61, 94 e 116 estabelecidos para elementos encaixados de 1,5 e 2,0 m de vão, respectivamente.

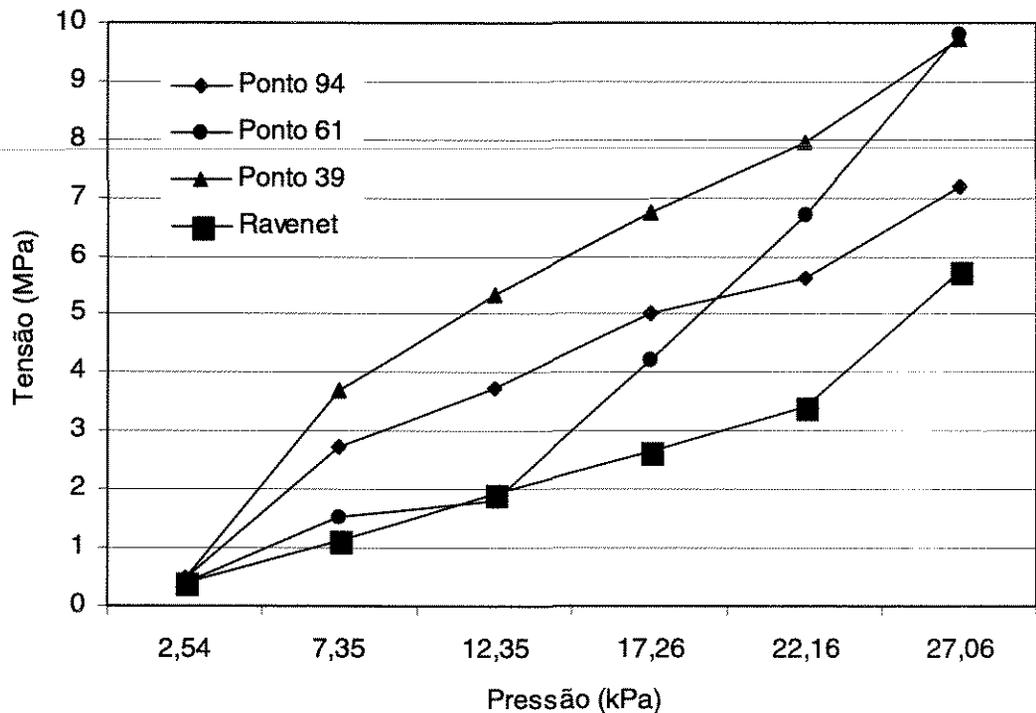


FIGURA 10.3 – Tensões determinadas em dois elemento encaixados de 1,5 m de vão.

Obs: O ponto 116 do elemento com 1,5m de vão, apresentou problemas no strain gauges durante a realização do ensaio, não sendo possível realizar leituras durante a fase de aquisição de dados.

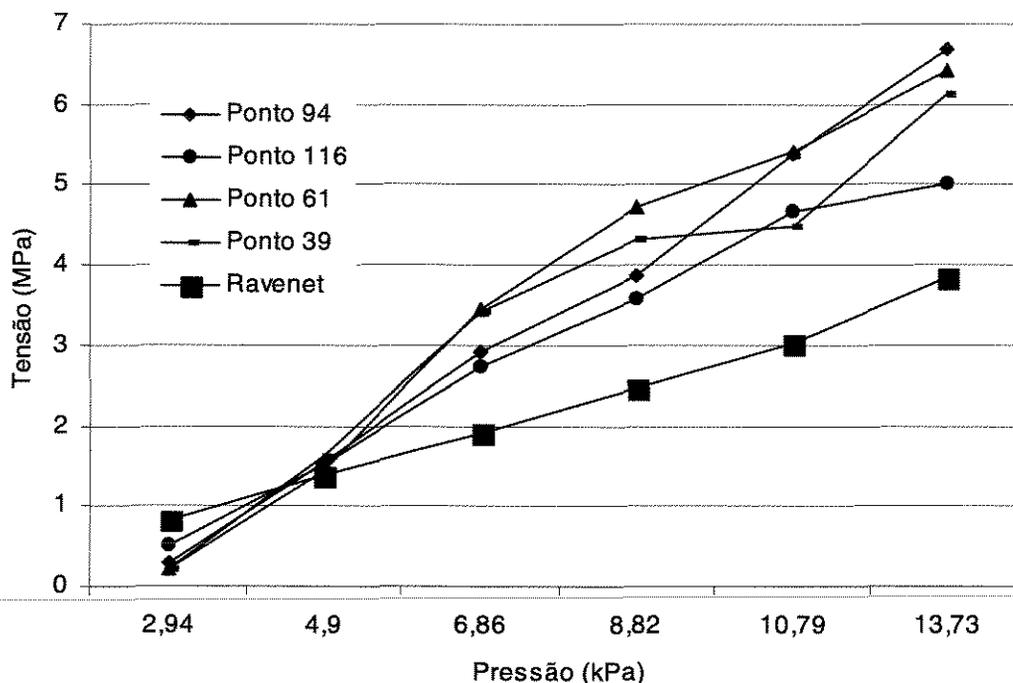


FIGURA 10.4 - Tensões determinadas em dois elemento encaixados de 2,0 m de vão.

A pressão de 27,06 kPa, (figura 10.3) representa o instante em que observou-se o aparecimento de fissura no elemento encaixado de 1,5 m de vão, valor este superior ao do elemento ensaiado isolado 8,92 kPa, (figura 10.1) o que representa um aumento de 3,03 vezes na carga aplicada, para um aumento de apenas 2 vezes na área de contato. Já com relação ao elemento encaixado de 2,0 m de vão, a pressão de 13,73 kPa (figura 10.4) instante em que observou-se o aparecimento de fissuras no elemento encaixado, valor este superior ao elemento isolado 4,41 kPa (figura 10.2) representa um aumento de 3,11 vezes na carga aplicada, para um aumento de apenas 2 vezes na área de contato.

Os valores teóricos das tensões (RAVENET, 1992) foram calculadas considerando os dois elementos com se estivessem unidos de maneira rígida, ou seja, desprezando o encaixe. As tensões calculadas pelo método simplificado apresentaram comportamento similar, quando comparados com dados experimentais, porém, apresenta valores inferiores, o que significa dizer que a teoria subestima as tensões no elemento.

## 10.2.2 Deslocamentos

### 10.2.2.1 Deslocamentos em um elemento (1,5 e 2,0 m)

A figura 10.5 mostra os deslocamentos do elemento de 1,5 m de vão, para os pontos experimentais 17, 39 e 61, calculados no meio do vão e flecha máxima. Podemos verificar que o ponto 17 se comportou de maneira distinta aos demais pontos experimentais e deslocamentos calculados, apresentando valores inferiores aos demais para todos os valores de pressão aplicada. Os pontos 39 e 61 apresentaram comportamento similar, próximos aos valores dos deslocamentos calculados (f. máx. e f. calc. meio do vão); o ponto 61 apresentou os maiores valores principalmente a partir da pressão aplicada correspondente a 6,76 kPa em relação aos demais. Como a verificação do aparecimento de fissura era feita visualmente, acredita-se que tenha ocorrido o fissuramento do elemento no instante de aplicação correspondente a pressão de 6,76 kPa.

A figura 10.6 mostra os deslocamentos para um elemento de 2,0 m de vão, para os pontos 39 e 61, determinados no meio do vão e para flecha máxima. Verificamos que os deslocamentos obtidos experimentalmente apresentaram valores inferiores aos calculados, porém todos apresentam comportamento similar.

Obs: O ponto 17, apresentou problemas no LVDT durante a realização do ensaio, não sendo possível realizar leituras durante a fase de aquisição de dados.

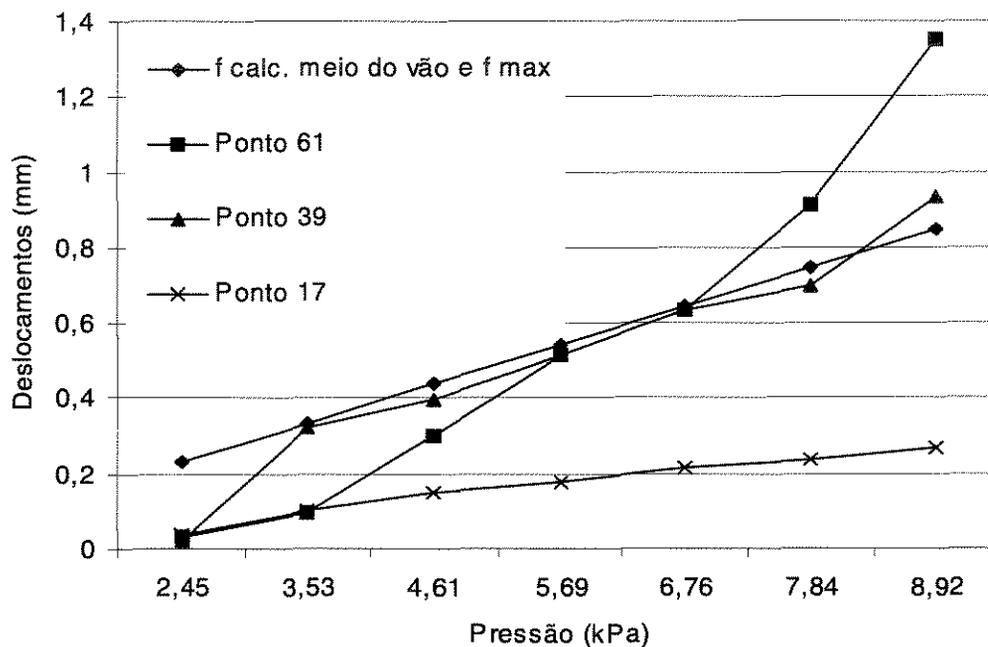


FIGURA 10.5 – Deslocamentos medidos em um elemento de 1,5m de vão

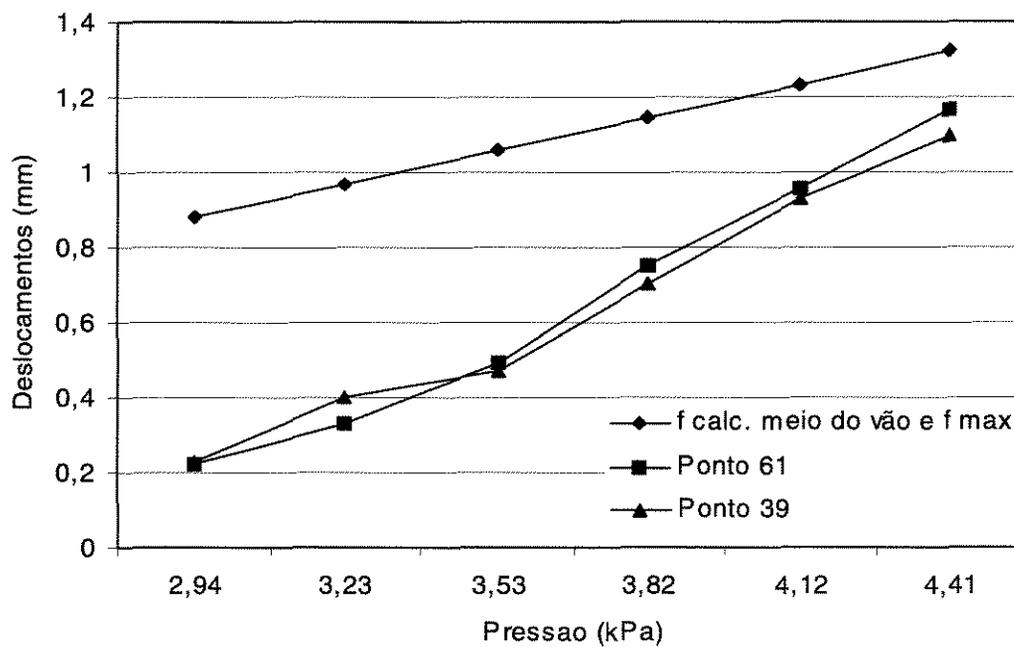


FIGURA 10.6 – Deslocamentos medidos em um elemento de 2,0m de vão

### 10.2.2.2 Deslocamentos em dois elementos (1,5 e 2,0 m)

As figuras 10.7 e 10.8 mostram os deslocamentos medidos nos elementos encaixados de 1,5 e 2,0m de vão.

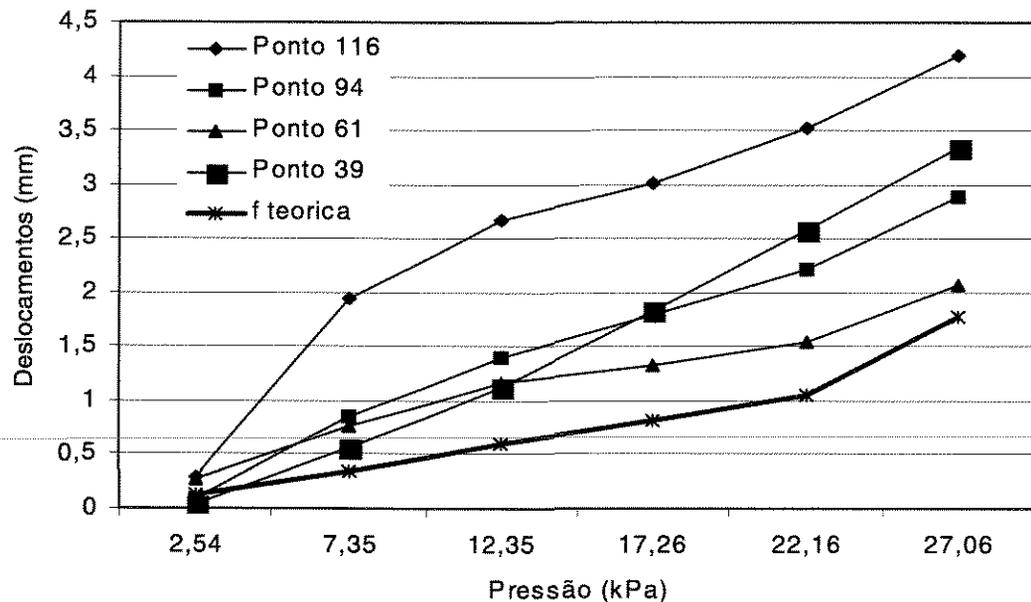


FIGURA 10.7 – Deslocamentos medidos em dois elementos encaixados de 1,5m de vão

Os valores teóricos dos deslocamentos ( $f$  teórica) foram calculadas considerando os dois elementos com se estivessem unidos de maneira rígida, ou seja, desprezando o encaixe.

Para o caso dos elementos encaixados de 1,5 m de vão, (figura 10.7) podemos verificar que os pontos localizados no centro de cada elemento apresentaram os maiores deslocamentos (39 e 116); com o ponto 116 apresentando o maior deslocamento entre todos os pontos, seguido do ponto 39 e 94, com o ponto 61 apresentando o menor deslocamento. Os pontos localizados próximos a região de encaixe entre os dois elementos apresentaram comportamento similar, mesmo com o ponto 61 apresentando deslocamento inferior, o que nos leva a acreditar que o encaixe utilizado tenha causado um efeito positivo, reduzindo o deslocamento nesta região. O deslocamento teórico

apresenta comportamento similar aos dados experimentais, porém, valores inferiores, o que significa dizer que (f teórico) subestima os deslocamentos nos elementos.

Para o caso dos elementos encaixados de 2,0 m de vão, (figura 10.8) podemos verificar que os pontos de medições apresentaram comportamento similar. O ponto 116 localizado no centro do elemento apresentou os maiores deslocamentos, já os demais pontos apresentaram deslocamentos menores e muito próximos, principalmente os pontos (61 e 94) localizados próximos a região de encaixe entre os dois elementos, o que nos leva a acreditar que neste caso também o encaixe utilizado tenha causado um efeito positivo, reduzindo o deslocamento nesta região. O deslocamento teórico apresenta comportamento similar aos dados experimentais, com valores próximos aos pontos 39, 61 e 94 e inferiores ao ponto 116.

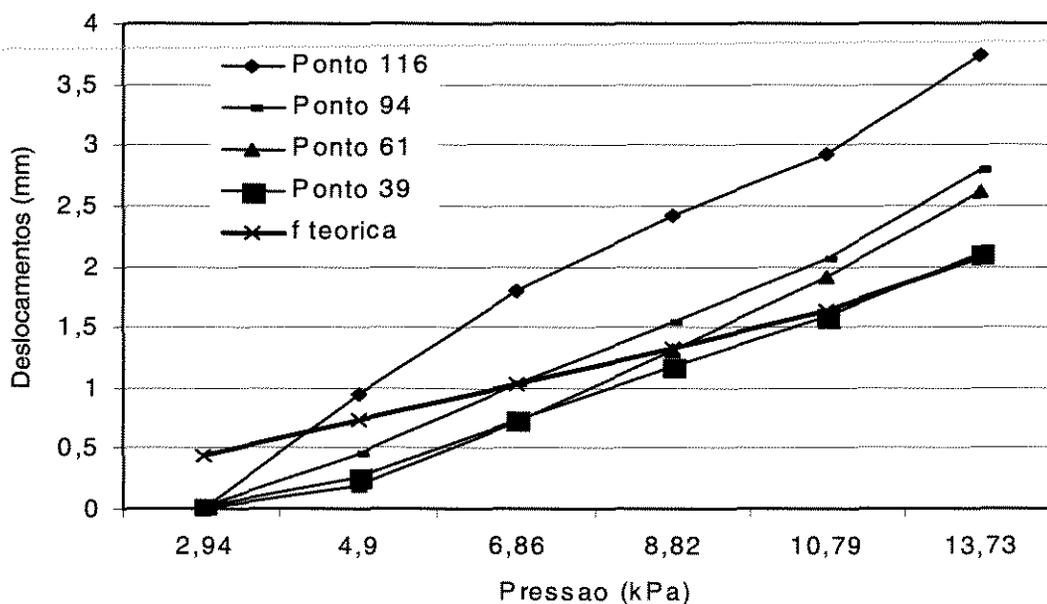


FIGURA 10.8 – Deslocamentos medidos em dois elementos encaixados de 2,0m de vão

A pressão de 27,06 kPa (figura 10.7) representa o instante em que observou-se o aparecimento de fissuras nos elementos encaixados de 1,5m de vão, valor este superior ao do elemento ensaiado isolado 8,92 kPa (figura 10.5), o que representa um aumento de 3,03 vezes na carga aplicada, 3,6 e 4,49 vezes no deslocamento experimental (pontos 39

3 116, respectivamente) e 2,09 vezes o deslocamento calculado, para um aumento de 2,0 na carga área de contato.

Com relação ao elemento de 2,0m de vão a pressão de 13,73 kPa (figura 10.8) representa o instante em que observou-se o aparecimento de fissuras nos elementos encaixados de 2,0m de vão, valor este superior ao do elemento ensaiado isolado 4,41 kPa (figura 10.6) o que representa um aumento de 3,11 vezes na carga aplicada, 1,93 e 3,43 vezes no deslocamento experimental (pontos 39 e 116, respectivamente) e 1,57 vezes o deslocamento calculado, para um aumento de 2 vezes na área de contato.

### 10.3 Resistência à Compressão e Módulo de Deformação

Os valores médios determinados no ensaio de resistência à compressão para corpos-de-prova de concreto, estão apresentados na tabela 10.3.

TABELA 10.3 - Valores médios determinados para a resistência à compressão

Idade, em dias, para ruptura	Tensão de ruptura média (MPa)
3	9,8
7	14,7
28	22,1

Através da tabela 10.3 pode-se verificar que, de acordo com as tensões médias apresentadas pelos corpos-de-prova, o concreto apresenta a sua curva característica de aumento da resistência com o tempo. A norma americana ACI-313 (1983), recomenda para construção de silos que a resistência do concreto pré-moldado aos 28 dias de idade seja maior ou igual a 27,60 MPa, o que não ocorreu neste trabalho onde o concreto utilizado apresentou uma resistência média de 22,1 MPa, inferior aos utilizados nos elementos pré-moldados utilizados por Lipnitski & Abramovitsch (1967) citados por SAFARIAN & HARRIS (1985).

O módulo de deformação longitudinal a compressão ( $E_c$ ) foi calculado conforme o item 8.2.5 da NBR – 6118, onde:

$$E_c = 6600 \cdot \sqrt{f_{cj}} \dots (10.3)$$

$$f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa} \dots (10.4)$$

$$E_c = 33.393,65 \text{ MPa}.$$

De maneira geral podemos verificar que as tensões determinadas teoricamente apresentam comportamento similar entre os valores teóricos, subestimando as tensões determinadas nos elementos ensaiados com elementos isolados de 1,5 e 2,0m de vão, o mesmo acontece com os elementos quando analisados encaixados.

Com relação aos deslocamentos medidos nos elementos verificamos que para o caso do elemento de 1,5m de vão os dados experimentais seguem a mesma tendência dos teóricos, o mesmo acontecendo com o elemento de 2,0m de vão, porém, com valores superiores aos experimentais. Para o caso dos elementos encaixados os deslocamentos teóricos subestimam os valores experimentais do elemento de 1,5m de vão e comportam de maneira similar aos do elemento de 2,0m de vão.

## 11 CONCLUSÕES

- O uso destes modelos de elementos como paredes em silos de concreto armado, com forma poligonal quadrada, apresentam vantagens estruturais, construtivas e funcionais. Os elementos analisados apresentaram resultados bastante satisfatórios em termos de resistência, mostrando-se adequados a esta finalidade para os dois modelos estudados.
- Com base nas análises teóricas e experimentais realizadas, conclui-se que as tensões calculadas pelo método simplificado RAVENET (1992) e teoria de vigas bi-articuladas, subestimam as tensões experimentais do elemento de 1,5m de vão; a tensão medida no ponto 39 foi cerca de 16,25 e 17,27 MPa superior as calculadas, pelo método simplificado e teoria de vigas bi-articuladas, respectivamente, para a pressão onde observou-se o aparecimento de fissura no elemento.
- Com base nas análises teóricas e experimentais realizadas, conclui-se que as tensões calculadas pelo método simplificado RAVENET (1992) e teoria de vigas bi-articuladas, subestimam as tensões experimentais do elemento de 2,0m de vão; a tensão medida no ponto 39 foi cerca de 3,15 e 4,07 MPa superior as calculadas pelo método simplificado e teoria de vigas bi-articuladas, respectivamente, para a pressão onde observou-se o aparecimento de fissura no elemento.
- Com base nos resultados experimentais obtidos, conclui-se que as tensões medidas em dois elementos encaixados, tanto para o elemento de 1,5m como para o de 2,0m de vão, apresentam comportamento similar entre os pontos de medições (39, 61, 94 e 116) durante a fase de carregamento do elemento.
- Com base nas análises teóricas e experimentais conclui-se que os deslocamentos medidos apresentam comportamento similar aos deslocamentos calculados pela

flecha máxima e flecha no meio do vão; para o caso do elemento de 1,5m e também para o elemento de 2,0m de vão os deslocamentos calculados foram superiores aos deslocamentos medidos.

- Com base nas análises experimentais realizadas, conclui-se que o modelo de encaixe utilizado (tipo macho-fêmea) comportou-se de maneira positiva, pois os pontos de medições de tensões próximas a região de encaixe entre os elementos apresentaram valores próximos aos medidos nos pontos centrais dos elementos.
- Com base nas análises experimentais realizadas, conclui-se que o modelo de encaixe utilizado (tipo macho-fêmea) comportou-se de maneira positiva, pois os pontos de medições de deslocamentos próximos a região de encaixe entre os elementos apresentaram em média valores inferiores aos pontos centrais dos elementos.
- Com base nas análises experimentais realizadas, conclui-se que a teoria de RAVENET (1992) não mostrou-se adequada para analisar os modelos propostos pois, apesar de apresentar comportamento similar, subestima as tensões nos elementos principalmente quando encaixados.

Para futuros trabalhos, recomenda-se:

- o estudo da relação entre custo e vão (tensões e deslocamentos) dos elementos utilizados como paredes nestes modelos;
- o estudo de outros modelos de encaixes entre os elementos;
- o estudo de tremonhas piramidais em concreto armado pré-moldado;
- o estudo do comportamento de pilares utilizados nestes silos;
- o estudos de vigas de transição entre corpo do silo e tremonhas;
- a construção de um protótipo para análise das pressões nas paredes;

Observações:

- Atualmente existe uma tendência mundial para a construção de silos com formas poligonais, por oferecerem maior funcionalidade, portanto, o Brasil que almeja sair da condição de país subdesenvolvido e/ou de terceiro mundo, necessariamente terá que investir em pesquisas e desenvolvimento de novos modelos de silos.
  - Acidentes com silos têm acontecido no Brasil por inúmeros motivos, que vão desde a falta de conhecimento das propriedades físicas dos produtos até a manutenção e inspeção nas instalações.
  - O Brasil necessita aumentar o número de pesquisas na área de silos, de maneira geral, e principalmente da elaboração de normas que regulamentem o projeto de pressões e fluxo em silos, assim como de, recomendações para projetos e construção de silo.
-

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Recommended practice for design and construction of concrete bins, silos and bunkers for storing granular materials.** New York, 1983. pags 11.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 8681;** ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. Rio de Janeiro. **NBR 6123;** força devidos ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. Rio de Janeiro. **NBR 9062;** projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.

\_\_\_\_\_. Rio de Janeiro. **NBR 6118;** projeto e execução de obras em concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.

AUSTRALIAN STANDARD. **Loads on bulk solids containers.** Sidney, 1990. AS 3774.

CALIL JR., C. **Sobrepresiones en las paredes de los silos para almacenamiento de produtos pulverulentos e cohesivos.** São Carlos: USP. Escola de Engenharia de São Carlos, 1984. 318p. Tese (Doutorado).

\_\_\_\_\_. Determinação das propriedades físicas dos materiais granulares e pulverulentos. **Revista Brasileira de Armazenamento**, Viçosa, v. 9-10, n.1-2, jun./dez. 1984/1985

\_\_\_\_\_. **Recomendações de fluxo e de cargas para o projeto de silos verticais.** São Carlos: USP. Escola de Engenharia de São Carlos, 1990. 186 p. Tese (Livre-Do cencia).

\_\_\_\_\_. Recomendação para o projeto e construção de silos segundo a ISO. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 21, Santa Maria,

1992. **Anais...** Santa Maria: Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1992. p.148-157

\_\_\_\_\_. Propriedades de alguns produtos para o projeto de fluxo e de pressões de estruturas de armazenamento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 22, Ilhéus, 1993. **Anais...** Ilhéus: Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1993. p. 989-997.

\_\_\_\_\_. Recomendações para o projeto de fluxo e de cargas em silos verticais In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 22, Ilhéus, 1993, **Anais...** Ilhéus: Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1993. p. 998-1018.

CALIL, JR, C.; NASCIMENTO, J. W. B.; ARAÚJO, E. C. **Silos Metálicos Multicelulares**. São Carlos: EESC, 1997. pags 178.

CONSID INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA. **Manual técnico**. São Paulo, 1987. 30p.

CORRÊA, P. C. Necessidade de uma estrutura de armazenagem em nível de fazenda. **Informe Agropecuário**, Belo Horizonte, v. 9, n. 99, p.24-25, 1993.

Lastannahmen für Bauten, Blatt 6, Lasten in Silozellen. **DIN 1055**. 1987.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Centro Nacional de Pesquisa do Milho de Sorgo. **Relatório técnico anual**: situação da cultura do milho. Sete Lagoas, 1992-1993. p. 11-12.

FARNESE, S. Análise do comportamento recente do mercado de milho no Brasil. In: SEMINÁRIO SOBRE CULTURA DO MILHO "SAFRINHA", 3, Assis, 1995. **Anais...** Assis: 1995. p.121-123.

FASSONI, D. P. **Sistema construtivo modular em madeira para silos horizontais**. São Carlos: USP. Escola de Engenharia de São Carlos, 1994. 153 p. Tese (Mestrado).

FERREIRA, M. C. L. **Análise econômica de transporte e armazenagem de grãos: um estudo na região norte-matogrossense**. Lavras: ESAL, 1990. 62 p. Dissertação (Mestrado).

GRAY, W. S. **Concrete water towers, bunkers, silo & other elevated structure**. 5 ed. London: Cement Association, 1973 372p.

FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Levantamento sistemático da produção agrícola: comentário sobre desempenho das**

lavouras, Rio de Janeiro, 1995. p. 07-16.

JENIKE, A. W. **Storage and flow of silos**. Salt Lake City: University of Utah, 1964. (Bulletin n.123).

JENIKE, A. W. **Storage and flow of solids**. Salt Lake City: University of Utah, 1964, 197p.

JENIKE, A. W.; JOHNSON, J. **Flow factor tester and consolidating bench. Operating instructions**. Jenike & Johnson, 1979. 40p. (Manual Técnico).

JORGE, J. T. Armazenamento a seco. In: CORTEZ, L. A. B.; MAGALHÃES P. S. G. **Introdução a Engenharia Agrícola**. Campinas: UNICAMP, 1992. Cap. 5, p.285-320.

MARTINS, D. S.; FARONI, L. R. .; SILVA, F. A. P. & SOUZA, O. F. F. – Avaliação das perdas do milho, antes da colheita e no armazenamento, pelo gorgulho (*Sitophilus spp*) e pela traça (*Sitotraga cereallella*) na micro-região de Viçosa. MG **Revista Brasileira de Armazenamento**, Viçosa, v. 9-10 n.1-2, jun./dez. 1984

MARTINS, R. M. & OLIVEIRA, P. A. V. Secagem comunitária de milho: uma solução para pequena propriedade. In: CONGRSSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 20, Londrina, 1991. **Anais...** Londrina: Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1991. p. 1622-1632.

MILANI, A. P. **Determinação das propriedades de produtos armazenados para projetos de pressões e fluxo em silos**. São Carlos: USP. Escola de Engenharia de São Carlos, 1993. 272 p. Tese (Doutorado).

NASCIMENTO, J. W. B. **Estudo de silos metálicos prismáticos para fábricas de ração**. São Carlos: USP. Escola de Engenharia de São Carlos, 1997. 152 p. Tese (Doutorado).

OLIVEIRA, P. A. V. **Sistemas de armazenagem de milho para pequenas propriedades produtoras de suínos**. UNICAMP. Faculdade de Engenharia Agrícola, 1989. 107 p. Tese (Mestrado).

RADEMACHER, F. J. C. Post stressed multiple concrete bins – Composed of precast elements an energy absorbing structure. **Bulk Solids Handlings**. v.3, n.3, p525-531. Sept. 1983.

RAVENET, J. **Silos**. Barcelona: 1992. 508p.

- REIMBERT, M.; REIMBERT, A. **Silos: Théorie et pratique. Calcul Fonctionnement - Réalisations**. 5. ed., Paris: Eyrolles, 1971. 330 p.
- RESENDE, R. C.; SOUSA e SILVA, J. **Armazenamento de grãos em pequenos silos**. Viçosa: UFV, 1995. v.1, 16 p. (Boletim, 1)
- ROA, G. **Subsídios técnicos para uma política de armazenamento de grãos**. Campinas, Fundação Cargil, 1979. 52 p.
- RODRIGUES LIMA CONSTRUTORA **Construções pre-fabricadas: especificações técnicas para obras de concreto pré-fabricado**. São Paulo: [s. n], [199-]. 63p.
- RONDE, M. H. M. G. & SCHIEBROECK, C. J. M.. A new approach in silo design. **Bulk Solids Handling...** London, v.3, n.3, p.63-68, Sept. 1986
- SABNIS, G. M. et. al. **Structural modeling and e experimental techniques**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1983.
- 
- SAFARIAN, S. S. & HARRIS, E. C. **Desing and construction of silos and bunks**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1985. 486 p.
- SILVA, M. C. T. Normalização para projeto e construção de silos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 21, Santa Maria, 1992. **Anais**. Santa Maria: Sociedade Brasileira de Engenharia Agrícola, 1992. p. 139-147.
- SOUSA e SILVA, J. **Estado da arte da secagem e armazenagem de grãos no Brasil**. Viçosa, 1993. P. 1-17 (Engenharia Agrícola 3).
- TEIXEIRA, M. M. **Tecnologias apropriadas para a redução de perdas de grãos em pequena escala no Brasil**. Viçosa: CENTREINAR, 1983. 38 p. (Apostila)
- WEBER, E. A. **Armazenamento agrícola**. Porto Alegre: Kepler Weber Industrial. 1995. 400 p.

## **ANEXO A**

### **1 - INFORMAÇÕES A SEREM FORNECIDAS AO PROJETISTA E AO USUÁRIO**

Muitos dos acidentes ocorridos em silos também são devidos à falta de definição das responsabilidades e das restrições na utilização de unidades armazenadoras. Por exemplo, é muito comum projetar um silo para produtos granulares e, posteriormente, o usuário armazenar produtos pulverulentos no mesmo. A adoção destas informações e responsabilidades devem ser documentada.. CALIL (1990) sugeriu, para este item, a adoção da norma britânica pois é a que melhor apresenta as informações.

#### **1.1 Informações a Serem Fornecidas pelo Usuário**

O usuário deverá estipular seus objetivos para o silo ou silos requeridos, incluindo os seguintes fatores e outros relevantes, além das possíveis mudanças no uso:

- armazenamento com descarga infrequente;
- armazenamento com descarga frequente e contínua;
- descarga por transporte (rodovia ou ferrovia);
- descarga para processo ou empacotamento;
- importância da descarga ser controlada e/ou com possíveis paradas.

### 1.1.1 Materiais a Serem Manipulados

O usuário deve indicar a natureza de todos os produtos a serem armazenados no silo e deve, para cada produto, fixar as umidades mínima e máxima, a distribuição das dimensões das partículas mais grossas e das mais finas, e as densidades mais altas e mais baixas do produto armazenado bem como a indicação de sua fluência. A menor densidade deve referir-se a quaisquer das condições de carregamento previstas.

O fluxo e as pressões são altamente sensíveis às propriedades dos produtos e o usuário deve aceitar a responsabilidade pelas consequências em qualquer mudança no uso, incluindo nos objetivos originais os subseqüentes entendimentos com o projetista.

---

É de responsabilidade do usuário fornecer as seguintes informações ao projetista:

- área e altura disponível para construção do silo;
- quantidade máxima de produto a ser armazenada;
- condições de carregamento e descarga indicando:
  - máxima razão de carregamento;
  - máxima e mínima vazões de descarga;
  - se a descarga é contínua ou intermitente, e o grau de controle necessário;
  - os limites de segregação permissíveis;
  - o tipo de equipamento de descarga a ser conectado no silo;
  - os perigos associados ao produto armazenado, como por exemplo: toxicidade e propriedades explosivas;
  - propriedades corrosivas do produto no estado seco e úmido;
  - tendência de formação de revestimento de superfície devida, por exemplo, atração eletrostática ou fusão;
  - temperaturas máxima e mínima do produto a ser armazenado no silo;
  - possível contaminação física ou biológica;
  - probabilidade de ocorrência de vibrações de máquinas, tráfego ou dispositivos de descarga;

- instrumentos a serem colocados nos silos para medidas;
- se o silo, além do armazenamento, será também usado para esfriar, secar, misturar ou outros processos;
- indicar qualquer experiência com o armazenamento do produto em questão.

## **1.2 Informações a Serem Fornecidas pelo Projetista**

### **1.2.1 Manual de Projeto e Operação**

O projetista do silo deverá fornecer ao usuário um manual contendo todas as informações necessárias para operação eficiente e segura do silo. Este documento poderá ser menos detalhado para silos com pequenas dimensões (até 100 m<sup>3</sup> de capacidade).

Todas as informações fornecidas pelo usuário devem ser colocadas no manual de projeto e operação.

### **1.2.2 Projeto para Integridade do Fluxo**

O projetista deverá indicar para que tipo de fluxo e para qual produto o silo foi projetado, e as condições de operação e manutenção a serem observadas, com a finalidade de evitar dificuldades no fluxo. Isto deve incluir o seguinte:

- o produto ou produtos a serem armazenados;
- se o projeto é baseado em testes de cisalhamento, os limites dos efetivos ângulos de atrito interno e de atrito com a parede;
- limites na distribuição das partículas;
- limites de umidade (incluindo a colocação de água) e umidade do ar;
- limites de densidade;
- limites do tempo de armazenamento;
- limites de temperatura;
- limites no método e vazão de carregamento;

- limites na vazão de descarga;
- conexão com equipamento de descarga;
- tipo e modo de operação de aditivos de fluxo, se houver;
- limites de restrição de qualquer fluxo, como registros ou válvulas rotatórias;
- limites nas mudanças de superfícies internas das paredes do silo, previstas ou não (por exemplo a corrosão);
- limites na excentricidade de descarga;
- quaisquer características que conduzam a deixar resíduos do produto no silo;
- características de segurança;
- características especiais para o fluxo de produtos destinados à alimentação humana.

### **1.2.3 Projeto para Integridade da Estrutura**

---

Para garantir a integridade do projeto, o projetista deverá especificar pelo menos o seguinte:

- o método, ou métodos usados na determinação das pressões no silo;
- quaisquer pressões adicionais levadas em consideração, como as devidas ao carregamento excêntrico, cargas dinâmicas, aditivos de descarga, etc...;
- qualquer compensação para a pressão de explosão;
- quaisquer limites nas modificações estruturais, tanto para o carregamento como para a descarga dos produtos;
- fatores de segurança utilizados, incluindo corrosão e abrasão se aplicáveis.

### **1.3 Acesso, Inspeção, Limpeza e Manutenção**

O projetista deverá indicar a manutenção requerida para a estrutura, os métodos e frequência de inspeção, e o critério a ser aplicado.

### **1.3.1 Acesso**

Deve estar especificado no do Manual de Projeto e Operação (MPO) que todos os silos devem ter, pelo menos uma vez por ano, uma inspeção externa e outra interna. Para este propósito devem haver acessos, incluindo escadas e, onde necessário, plataformas. As escadas e plataformas de acesso devem ser adequadamente fixadas a estrutura do silo e deve-se ter atenção particular com relação à possibilidade de colapso de arcos ou abóbadas de produto. As portas de inspeção devem possuir dispositivos de fechamento com chaves. Na entrada do acesso para a limpeza, devem ser previstos pontos para conexão com outros pontos seguros ou para passarelas seguras e protetoras.

### **1.3.2 Inspeção**

Na inspeção deverão ser verificadas as condições das paredes internas e externas (avaliando-se qualquer corrosão, fissura, flambagem, etc.), as condições dos equipamentos de carga e descarga, a existência de produto que possa ter consolidado e, possivelmente, deteriorado nas partes do silo, e qualquer recalque ou danos nas fundações ou colunas de sustentação. Nos casos de pós perigosos, precisam ser verificados os seus graus de composição nas várias partes do sistema e o próprio funcionamento de qualquer equipamento de controle dos mesmos. A inspeção deve também ser feita nos equipamentos de controle e nos equipamento e acessórios de carga e descarga.

### **1.3.3 Limpeza**

Se o produto a ser armazenado deteriora com o tempo, tendendo a grudar ou corroer as paredes, a parte interna do silo deve ser limpa em intervalos curtos o suficiente para prevenir cargas estruturais. A rotina para a limpeza deve ser especificada para o usuário, pelo projetista.

### **1.3.4 Manutenção**

É usual, para uma boa manutenção, que ela não seja realizada pelo mesmo pessoal que opera o equipamento. Deve haver um sistema formal para controlar a transferência do equipamento da operação para a manutenção, isto é, permitir que o sistema funcione. Uma causa comum de explosões é o uso de soldas ou ferramentas de corte em lugares onde existem pós explosivos; para prevenir isto, deve ser adotado um sistema formal que assegure que o lugar seja limpo ou seu conteúdo tornado não inflamável, antes que este trabalho seja executado.

### **1.4 Segurança**

O projetista deverá indicar as precauções de segurança a serem observadas, de acordo com os seguintes cuidados: explosões, escapes de pós tóxicos ou nocivos, transbordamento, acidentes com pessoal de operação e manutenção e coagulação do produto seguida por movimento destrutivo ou colapso.

### **1.5 Responsabilidade do Projetista**

Deve ser de responsabilidade do projetista assegurar que a informação fornecida seja detalhada o suficiente para o perfeito projeto, e que a integridade do fluxo e da estrutura do silo seja mantida sobre a variação total das condições de uso e propriedades dos produtos fornecidos pelo usuário, garantindo que as condições de manutenção e operação colocadas no Manual de Projeto e Operação sejam observadas.

ANEXO – B - Tabelas

TABELA B.1 - Valores mínimos recomendados para fator de sobrepressão para silos\*, fonte ACI-313 (1983).

Fator de sobrepressão Cd											
										Fluxo pul- verulento Coesi- vo cimento, farinha Quan do descarga não pneu- mática	
		H/D (H/a) ≤ 2		H/D (H/a) = 3		H/D (H/a) ≥ 2		H/D (H/a) = 4		H/D (H/a) ≥ 5	
Topo do produto e silo		Jan.	Reim	Jan.	Reim	Jan.	Reim	Jan.	Reim	Jan.	Reim
$H_1 = D \cdot \tan \rho$ 		1,35	1,10	1,45	1,20	1,50	1,25	1,60	1,30	1,65	1,35
(H-H <sub>1</sub> )/4		1,45	1,20	1,55	1,30	1,60	1,35	1,70	1,40	1,75	1,50
(H-H <sub>1</sub> )/4		1,55	1,45	1,65	1,55	1,75	1,60	1,80	1,70	1,90	1,75
(H-H <sub>1</sub> )/4		1,65	1,65	1,75	1,75	1,85	1,85	1,90	1,90	2,00	2,00
(H-H <sub>1</sub> )/4		1,65	1,65	1,85	1,85	1,90	1,90	2,00	2,00	2,00	2,00
		Pressão lateral estática - Janssen ou Reimbert		1,20		1,55					
		Usar mesma pressão por dentro da elevação da tremonha ou, se desejar, reduza a pressão de acordo com a mudança do raio hidráulico.									
Se desejar, a pressão pode ser reduzida do topo do enchimento ao topo da fatia vazia, como mostrado.											
Fundo da tremonha fatia vazia ou carregada											
Fator de sobrepressão Cd usado no calculo de pressão no fundo do silo											
Fundo de concreto		1,35	1,50	1,35	1,50	1,35	1,50	1,35	1,50	1,35	1,50
Fundo de aço		1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75

\* Valores de Cd fornecidos por esta tabela são inadequados para carregamentos elevados e associados a fluxo de massa.

Notas

- 1) Fator Cd para pressão lateral é dado para direção do fundo em cada trecho de altura.
- 2) A região de pressão lateral de pouca correção inserida pode algumas vezes ser maior que a estática, então os valores acima não são suficientes.
- 3) As pressões no fundo do silo não necessitam ser maior que a pressão causada por 100% do peso do silo corrente.
- 4) Se  $H_1 < H \leq 2H_1$ , usar o segundo valor de Cd para o topo e em toda altura do silo H.

- 5) Valores do fator  $C_d$  para  $H/D$  entre estes dados pela tabela B.1, podem ser determinados através de interpolação linear.
- 6) Valores do fator  $C_d$  dados pela tabela B.1 para cálculo de projeto do fundo do silo podem ser multiplicados por 0,75 para produtos não coesivos exceto para silos de homogeneização onde descarga pneumática é utilizada.
- 7) Os fatores  $C_d$  apresentados na tabela B.1, são valores mínimos recomendados. Portanto, maiores valores de  $C_d$  podem ser utilizados, mas somente para casos particulares onde o projetista demonstre que o fator seja satisfatório.

TABELA B.2 - Valores mínimos recomendados do fator de impacto  $C_i$ .

Razão volume armazenado e capacidade total do silo		1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6 ou mais.
Fator de Impacto	Fundo de concreto	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
	Fundo de aço	1.75	1.60	1.50	1.35	1.25

## GLOSSÁRIO

- ângulo de atrito com a parede: tangente do coeficiente de atrito com a parede.
- ângulo de atrito interno com o tempo ( $\phi$  t): inclinação do TYL do ponto tangente com o círculo de Mohr de tensões passando através da origem.
- ângulo do efetivo lugar geométrico de deslizamento ( $\delta$ ): inclinação do efetivo lugar geométrico de deslizamento (EYL) como especificado por Jenike.
- ângulo de repouso: o máximo ângulo de talude do produto medido com a horizontal.

---

- canal de fluxo: canal é aquela parte da massa do produto onde ocorre o fluxo quando a boca de descarga é aberta ou acionado o alimentador.
- círculo de Mohr de tensões: representação gráfica do estado de tensões nos eixos de tensão normal e de cisalhamento, isto é, plano  $\sigma$  X  $\tau$ .
- coeficiente de atrito com a parede: a relação entre a tensão de cisalhamento na parede com a tensão normal na parede obtidas no lugar geométrico de deslizamento com a parede (WYL).
- compactação: o processo de redução de volume por aplicação de tensões.
- consolidação crítica: um produto está consolidado criticamente em relação à tensão normal aplicada, quando ele desliza sem mudança na densidade e em estado de tensão constante.
- consolidação: o processo de aumentar a resistência de um produto.
- deslizamento (Y): deformação plástica do produto.
- deformação plástica (ou fluxo): deformação irreversível quando se retira a tensão.
- eixo simétrico: o termo eixo simétrico é comumente usado para descrever a geometria do silo ou tremonha. Silos e tremonhas de eixo simétrico tem seção transversal circular ou poligonal equilátero com relação ao eixo vertical.

- fator fluxo (ff): relação entre a tensão máxima de consolidação ( $\sigma_m$ ) em um produto fluído em um canal e a tensão máxima principal ( $\sigma_1$ ) que pode causar parada no fluxo. O valor da função fluxo depende da geometria da tremonha, especialmente da inclinação das paredes do canal, do ângulo de atrito com a parede e do ângulo de atrito interno como descrito pelo efetivo lugar geométrico de deslizamento.
- fluxo de massa: tipo de fluxo na tremonha ou no silo caracterizado pela ausência de zonas de produtos estacionários, isto é, todo o produto, incluindo aquele adjacente à parede, está em movimento quando o silo é descarregado.
- fluxo de funil: tipo de fluxo na tremonha ou no silo caracterizado pela ocorrência de fluxo confinado a uma região central acima da boca de descarga enquanto que o produto adjacente às paredes permanece estacionário. Esta zona central tem a forma de um funil e se estende até o topo, ou intercepta a parede do silo em algum ponto acima da tremonha.
- função fluxo (FF): gráfico da resistência ao deslizamento inconfinado versus tensão máxima de consolidação para um produto específico.
- lugar geométrico de deslizamento do produto (YL): curva da tensão de cisalhamento versus tensão normal. Esta curva é quase sempre uma linha reta, resultando em um ângulo constante de atrito interno.
- lugar geométrico de deslizamento com o tempo (TYL): o lugar geométrico de um produto que permaneceu em repouso durante um certo tempo sob tensão normal.
- resistência ao deslizamento inconfinado ( $\sigma_c$ ): tensão máxima principal do círculo de Mohr de tensões sendo tangente ao lugar geométrico de deslizamento com a mínima tensão principal igual a zero, um sinônimo para resistência a compressão.
- super consolidação: um produto está super-consolidado em relação a tensão normal aplicada, quando o deslizamento é acompanhado por um aumento da densidade e da tensão cisalhante.
- sub-consolidação: um produto está sub-consolidado em relação à tensão normal aplicada, quando o deslizamento é acompanhado por um aumento da densidade e da tensão cisalhante.

- tensão máxima de consolidação ( $\sigma_m$ ): tensão máxima principal dada pelo círculo de Mohr de tensões do estado estável de fluxo; este círculo é tangente ao efetivo lugar geométrico de deslizamento.
  - tensão máxima principal ( $\sigma_1$ ): tensão normal máxima principal representada pelo círculo de Mohr de tensões; é o valor máximo do ponto de intercessão do círculo de Mohr com o eixo normal de tensões.
  - tensão principal: tensão normal atuando no plano onde não existe tensão de cisalhamento.
-