



Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Thiago Ferreira Laignier de Oliveira

Dissertação apresentada à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Orientador: Dr. Manuel Teixeira Braz César

Para a Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Março 2019

Agradecimentos:

A minha mãe Maria Flávia, por ter me encorajado a estar aqui, pelo seu carinho e amor que me fizeram fortes para concluir esta etapa da vida, que mesmo estando longe de casa sempre me apoiou.

Ao meu pai Helder Oliveira, por ter me ajudado a escolher os melhores caminhos a serem tomados, além de ter fornecido apoio moral e financeiro aos meus estudos em Portugal.

Ao meu orientador Manuel Brás Cezar, que me ajudou a formular o tema e a definir o caminho a ser seguido para ser um bom engenheiro de estruturas.

Ao professor Miguel Paula, que forneceu um material didático muito completo que possibilitou um maior embasamento nas minhas pesquisas.

RESUMO

O seguinte projeto foi executado como uma dissertação com intuito de concluir o curso de mestrado de engenharia da construção, cursado no Instituto Politécnico de Bragança (IPB). Nesta dissertação abordada será de um projeto estrutural com base na teoria das pressões em uma estrutura de armazenamento (silos), além da determinação da forma de cálculo para se obter os esforços atuantes referentes a este tipo de estrutura. O projeto consta da participação do orientador de projeto Manuel Bráz Cesar, o mesmo que propôs este trabalho.

Este projeto será desenvolvido fazendo-se uma introdução teórica ao tema de estruturas de armazenamento, observando as características específicas, no que diz respeito a ciência por trás da construção e requisitos para execução de projeto destas estruturas.

Posteriormente serão analisados os requisitos de projeto segundo a norma europeia vigente, para então calcular os esforços aos quais estão sujeitas estas estruturas, sejam elas por ação do vento, da neve, das pressões exercidas pelos produtos em armazenamento, acréscimos de esforços devido à ação sísmica, aos pesos próprios das estruturas e aos efeitos térmicos que são de grande relevância neste tipo de estrutura, visto que armazenam produtos orgânicos com características inconstantes. O projeto também propõe a aplicação destes conceitos em um caso prático (silos de bragança), com o intuito de calcular os esforços finais para esta estrutura.

Palavras-chave: Silos, pressões, estruturas de armazenamento, esforços atuantes, combinação de esforços, dimensionamento.

ABSTRACT

This project was executed as a dissertation in order to complete the master's degree course in construction engineering, studied at the Polytechnic Institute of Bragança (IPB). In this dissertation the theme is a structural design of a based-on Pressures of Stored Grain theory, apply in storage structure (silos), as well as the determination of the calculation method to obtain the active efforts related to this type of structures.

This work will be developed by means of a theoretical introduction to the theme of storage structures, in addition to specific characteristics for these types of structure, with respect to the science behind the construction and requirements for design execution of these specific structures.

Subsequently will be analysed the design requirements according to the current European standard, and then calculate the efforts that are subject to these structures, by the wind and snow actions, plus actions due to the pressures exerted by the products in storage, and the thermal effects that are of great relevance in this type of structure, since they store organic products with inconstant characteristics. The work also proposes the the application of these concepts in a practical case (silos of Bragança), in order to calculate the final efforts for this structure.

Key-words: Silos, pressures, storage structure, active efforts, combination of actions, structural design.

Lista de Figuras

Figura 1: Ilustração do processo de armazenamento no Egito antigo.....	3
Figura 2: silo romano Cortijo Nuevo de la Silera (Córdoba): a) Seção do silo; b) topo do silo	4
Figura 3: Célula de Jenike para ensaio de cisalhamento entre (a) material/material, (b) material/parede do silo.....	8
Figura 4: Silo vertical de várias células (Bragança Portugal) Figura 5: Silo vertical de uma célula	10
Figura 6: Silos vertical de betão armado, com várias células dotado de espaço intercelular para armazenamento	10
Figura 7: Silo vertical de várias células.....	11
Figura 8: Silo vertical betão armado (Malmo Suécia)	12
Figura 9: Silo vertical em aço.....	13
Figura 10: Esquema de silo vertical em aço	13
Figura 11: Silos vertical em aço (Goiás Brasil).....	14
Figura 12: Corte interno de silo horizontal fundo plano. Figura 13: Corte interno de silo horizontal fundo "semi V"	14
Figura 14: Corte interno de silo horizontal fundo "V" Figura 15:Corte interno de silo horizontal fundo "duplo-V"	15
Figura 16: Silo horizontal Figura 17: Silo horizontal.....	15
Figura 18: Forma dos silos, dimensões e esquema de pressões atuantes.....	17
Figura 19: Formas geométricas correntes de tremonhas	18
Figura 20: Principais tipos de fluxo segundo EC1.....	22
Figura 21: Obstrução em Tubo.....	23
Figura 22: Obstrução em Abóboda	23
Figura 23: Segregação por dimensões diferentes.....	24
Figura 24: Representação gráfica do lugar geométrico e do ângulo de atrito interno.....	26
Figura 25: Representação gráfica do efetivo lugar geométrico e efetivo ângulo de atrito.	27
Figura 26: : Representação gráfica do lugar geométrico de deslizamento do produto com a parede	28
Figura 27: Comportamento do k em relação aos movimentos relativos da parede.	29
Figura 28: Função fluxo do produto.....	34
Figura 29: Fatia elementar adotada por Janssen	39
Figura 30: Silos tremonha - Diagrama de pressão lateral de acordo com a teoria de Rankine..	41
Figura 31: Modelo de Airy para pressões em silos.....	42
Figura 32: Modelo de A&M Reimbert para obtenção das pressões.....	44
Figura 33: Pico de pressão em tremonha com fluxo de massa.....	50
Figura 34: Pressões nas paredes do silo e tremonha	51
Figura 35: Distribuição da pressão adicional para silos circulares (processo de enchimento)...	53
Figura 36: Distribuição da pressão adicional para silos circulares (processo de esvaziamento)	55
Figura 37: Distribuição das pressões de enchimento nas tremonhas íngremes e rasas	56
Figura 38: Caso prático Silo vertical de Bragança	59
Figura 39: Representação do corte em planta da estrutura em questão	59
Figura 40: Dimensões da tremonha e da parede vertical de cada célula dos silos em estudo ..	60
Figura 41: Dimensões da estrutura total.....	60
Figura 42: Coeficiente s para colinas isoladas ou em cadeia	64

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 43: Medida do parâmetro L_d	65
Figura 44: medida do parâmetro x	65
Figura 45: Mapa topográfico da região de Bragança	66
Figura 46: Medidas (b;d) para quando o vento for perpendicular à fachada ventilada.....	70
Figura 47: Medidas (b;d) para quando o vento for perpendicular à fachada opaca	72
Figura 48: Zonas em paredes verticais.....	72
Figura 49: Fachada ventilada	77
Figura 50: Força distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada ventilada).....	78
Figura 51: Fachada opaca.....	78
Figura 52: Força distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada opaca).....	79
Figura 53: Ilustração geométrica do corpo da célula vertical	80
Figura 54: Pressões de enchimento simétricas no segmento de paredes verticais	84
Figura 55: Distribuição das pressões de enchimento nas tremonhas íngremes e rasas	94
Figura 56: Regra alternativa para cálculo de cargas na tremonha.....	96
Figura 57: Classificação da zona quanto a influência da neve, em território nacional	100
Figura 58: Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas cilíndricas.....	103
Figura 59: Coeficientes de forma para a carga da neve em saliências e obstáculos	104
Figura 60: Gradiente térmico	105
Figura 61: Distribuição das ações sísmicas nas paredes verticais do silo	108
Figura 62: Solicitações em silos de betão armado	116
Figura 63: Distribuição retangular das tensões.....	121
Figura 64: – Diagrama parábola-retângulo para o betão comprimido	122
Figura 65: Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transverso	123
Figura 66: Esforços atuantes ($M_v; N_v; M_h; N_h$)	126
Figura 67: Disposição de armadura e esforços atuantes ($M_v; N_v; M_h; N_h$)	127
Figura 68: Modelação feita a partir do Programa de elementos finitos (Midas Gen)	130
Figura 69: Pressão distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada ventilada).....	136
Figura 70: Pressão distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada opaca).....	137
Figura 71: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo (fachada ventilada).....	138
Figura 72: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo.....	139
Figura 73: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo (fachada opaca).....	140
Figura 74: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo	140

Lista de Tabelas:

Tabela 1: Classificação segundo a relação h/d.....	18
Tabela 2: Designação da superfície da parede do silo segundo EC1.....	19
Tabela 3: Formulações para o valor de K, sugeridas por diversas normas internacionais	32
Tabela 4: Análise da fluidez, segundo Jenike (1964).....	34
Tabela 5: Fatores que afetam a predição de pressões nas paredes dos silos	36
Tabela 6: Valor básico da velocidade de referência do vento	62
Tabela 7: Categoria de terreno e respetivos parâmetros	63
Tabela 8: Valores do comprimento efetivo de L_e	65
Tabela 9: Medidas da fachada ventilada.....	70
Tabela 10: Coeficientes de pressão exterior para fachada ventilada	71
Tabela 11: Coeficientes de pressão - vento perpendicular a uma fachada envidraçada	71
Tabela 12: Medidas da fachada opaca.....	72
Tabela 13: Coeficientes de pressão exterior para fachada opaca	73
Tabela 14: Coeficientes de pressão - vento perpendicular a uma fachada opaca.....	73
Tabela 15: Valores finais de pressão	74
Tabela 16: Valores máximos de pressões	74
Tabela 17: Coeficientes de pressão exterior	76
Tabela 18: Pressão resultante devida à ação do vento (fachada ventilada).....	76
Tabela 19: Pressão resultante devida à ação do vento (fachada opaca).....	77
Tabela 20: Classificação dos silos quanto a sua classe em relação a sua capacidade de armazenamento:	80
Tabela 21: Limite inferior e superior das propriedades físicas dos produtos armazenados	81
Tabela 22: Valores inferiores médios e superior das propriedades físicas do produto armazenado (trigo).....	82
Tabela 23: Propriedades físicas dos produtos armazenados segundo EC1	83
Tabela 24: Pressões nas paredes verticais do silo durante o enchimento (ELU 1- pressão normal á parede máxima)	85
Tabela 25: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de enchimento (ELU 2- tração friccional).....	87
Tabela 26: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de enchimento(ELU3- Máxima carga vertical sobre a tremonha)	88
Tabela 27: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de esvaziamento (ELU 1- pressão normal á parede máxima)	90
Tabela 28: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de esvaziamento (ELU 2- tração friccional máxima)	92
Tabela 29: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 1)	97
Tabela 30: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de massa (ELU 1)	98
Tabela 31: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2)	98
Tabela 32: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de massa (ELU 2)	98
Tabela 33: Situações de projeto e disposição de carga a utilizar em função das condições locais	101
Tabela 34: Valores recomendados de C_e para diferentes topografias.....	102
Tabela 35: Valores recomendados para os coeficientes ψ_0, ψ_1, ψ_2 , para diferentes localizações de edifícios	104

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 36: Lista de Concelhos com definição do zonamento sísmico	110
Tabela 37: Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios – ECO.....	112
Tabela 38: Combinação das ações atuantes	115
Tabela 39: Pressões de enchimento para ELU 1- pressão normal á parede máxima	142
Tabela 40: Pressões de enchimento para ELU 2- tração friccional máxima	143
Tabela 41 :Pressões de enchimento para ELU3- Máxima carga vertical sobre a tremonha.....	145
Tabela 42 :Pressões de esvaziamento para ELU 1- pressão normal á parede máxima	147
Tabela 43: Pressões de esvaziamento para ELU 2- tração friccional máxima	149
Tabela 44: Pressões de esvaziamento para ELU 3	151
Tabela 45: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 1).....	152
Tabela 46: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2).....	153
Tabela 47: Característica de resistência e deformação do betão	160
Tabela 48: Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1	161
Tabela 49: Classificação estrutural recomendada	162
Tabela 50: Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com EN 10080.....	162
Tabela 51: Valores recomendados de w_{max} (mm);.....	162
Tabela 52: Diâmetros máximos dos varões ϕ_s * para controlo da fendilhação (7.2N).....	163
Tabela 53: Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação (7.3N)	163

Lista de Gráficos:

Gráfico 1: Definição do tipo de fluxo de acordo com a forma geométrica da tremonha e sua inclinação	20
Gráfico 2: O limite entre tremonhas íngremes e rasos.....	56
Gráfico 3: Coeficiente s para colinas ou em cadeias.....	66
Gráfico 4: Coeficiente de exposição ce , para $c0 = 1$ e $kl = 1$,.....	69
Gráfico 5: Procedimento para a determinação do coeficiente de pressão exterior em edifícios	73
Gráfico 6: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU1)	86
Gráfico 7: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU2)	87
Gráfico 8: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU3)	88
Gráfico 9: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de esvaziamento ELU1).....	91
Gráfico 10: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de esvaziamento ELU2) ...	92
Gráfico 11: Definição do tipo de fluxo de acordo com a forma geométrica da tremonha e sua inclinação	97
Gráfico 12: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 1).....	98
Gráfico 13: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2).....	99
Gráfico 14: Coeficiente de forma para a carga da neve recomendado para coberturas cilíndricas com diferentes relações flecha/vão (para $\beta \leq 60^\circ$).....	103
Gráfico 15: Determinação da degradação das temperaturas.....	107

SUMÁRIO:

Agradecimentos	II
Resumo	III
Abstract	IV
Lista de figuras	V
Lista de tabelas	VII
Lista de gráficos	VIII
1 Introdução	1
2 História	3
2.1 Necessidade histórica e atual da utilização de silos:.....	5
2.2 Contextualização histórica e científica para estruturas de armazenamento:	6
3 Definição e conceitos	10
3.1 Estruturas de armazenagem de grãos à granel:.....	10
3.1.1 Silos verticais	10
3.1.2 Silos horizontais.....	14
3.2 Fundamentos de projeto:.....	16
3.3 Classificação dos silos:.....	16
3.3.1 Classificação quanto a geometria:	17
3.3.2 Forma geométrica da tremonha:	18
3.3.3 Rugosidade da parede.....	19
3.3.4 Fluxo do produto armazenado:.....	19
3.3.6 Problemas de fluxo:.....	22
3.3.6 Melhoria do fluxo:	24
3.4 Propriedades físicas dos produtos armazenados:.....	25
3.4.1 Ângulo de atrito interno- Ângulo de repouso ϕ :.....	26
3.4.2 Efetivo ângulo de atrito interno:.....	27
3.4.3 Ângulo de atrito do produto com a parede:	27
3.4.4 Coeficiente de atrito da parede, μ :	28
3.4.5 Parâmetro K:	28
3.4.6 Peso volúmico γ :	32
3.4.8 Função fluxo- FF	33
3.4.9 Fator fluxo de tremonha-ff.....	34
4 Pressões exercidas pelos produtos armazenados.....	36
4.1 Introdução	36

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

4.2 Teorias de pressões estáticas e pressões de fluxo:.....	37
4.2.1 Teoria de JANSSEN:	38
4.2.2 Teoria de RANKINE:.....	40
4.2.3 Teoria de AIRY:	42
4.2.4 Teoria de M. E A. REIMBERT para células baixas:	43
4.2.5 Teoria de WALKER:.....	44
4.2.6 Teoria de WALTERS:	46
4.2.7 Teoria de CARSON & JENKYN	48
4.3 Pressões estáticas e pressões de fluxo segundo o Eurocódigo:.....	50
4.3.1 Cargas nas paredes verticais:	51
4.3.2 Cargas nas tremonhas:.....	55
5 Ações presentes na estrutura de armazenamento:.....	58
5.1 Características geométricas e estruturais do silo em questão:	59
5.2 Cálculo dos esforços do vento:	61
5.2.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica:	61
5.2.2 Intensidade de turbulência:	67
5.2.3 Pressão dinâmica de pico:.....	68
5.2.4 Pressão do vento nas superfícies (internas e externas):.....	69
5.2.5 Coeficientes de pressão internas e externas (<i>cpe; cpi</i>):.....	70
5.2.6 Pressão final do vento nas superfícies:	74
5.2.7 Cilindros de base circular	74
5.2.8 Forças resultantes exercidas pelo vento:.....	77
5.3 Cálculo das pressões devido ao produto armazenado	80
5.3.1 Classes estruturais dos silos:	80
5.3.2 Situações de Dimensionamento para estruturas de armazenamento:	81
5.3.3 Cálculo das pressões laterais devido ao produto armazenado.....	82
5.3.4 Cargas nas paredes verticais:	83
5.3.5 Cargas nas tremonhas:	93
5.4 Cálculo dos esforços devido a neve:	100
5.4.1 Carga da neve ao nível do solo.....	100
5.4.2 Carga da neve nas coberturas:.....	101
5.4.3 Efeitos locais:.....	103
5.4.4 Outros valores representativos	104
5.5 Ação devido a temperatura:	105

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

5.5.1 Determinação de $\Delta t = (t_i - t_e)$	106
5.5.2 Cálculo alternativo	107
5.6 Sismos.....	108
5.6.1 Pressões devido as ações sísmicas na parede vertical:.....	108
5.6.2 Caso prático:.....	109
5.7 Combinação das ações atuantes:.....	111
5.7.1 Estado limite último	112
5.7.2 Estado limite de utilização	114
5.7.3 Combinação das ações:.....	115
6 Critérios de dimensionamento:.....	116
6.1 Lajes:.....	117
6.1.1 Estado limite último:	117
6.1.2 Estado limite utilização:	119
6.2 Vigas	121
6.2.1 Estado limite último:	121
6.2.2 Estado limite utilização:	125
6.3 Pilar.....	125
6.4 Parede de betão armado.....	125
6.4.1 Estado limite último:	125
6.4.2 Estado limite de utilização:	126
7 Conclusão e projetos futuros:	128
Bibliografia:	132
Anexo A	135
Anexo B	141
Anexo C	159

Lista de símbolos

Letras Romanas Maiúsculas

A	Área
A_c	Área da seção transversal de betão
A_d	Valor de cálculo de uma ação de acidente
A_{Ed}	Valor de cálculo de uma ação sísmica
A_{Ek}	Valor característico de uma ação sísmica
A_{fr}	Área de referência
A_{ref}	Área da superfície externa paralela à direção do vento
A_s	Área de armadura longitudinal
$A_{s,min}$	Armadura mínima admissível
$A_{s,max}$	Armadura máxima admissível
C_b	Coefficiente que majora a carga na base (cálculo das pressões nas tremonhas)
C_d	Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;
C_e	Coefficiente de exposição (cálculo da neve)
C_{es1}	Coefficiente para cargas de neve excecionais;
C_h	Fator de descarga para pressão horizontal
$C_{mim,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$C_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
C_{nom}	Recobrimento nominal;
C_{op}	Fator de referência do sólido para carga local
C_{pe}	Coefficiente de pressões adicionais dinâmicas
C_{pf}	Coefficiente de pressões adicionais estática
C_t	Coefficiente térmico (cálculo da neve)
C_w	Fator de descarga para tração de atrito da parede
C_z	Coefficiente dependente da zona (cálculo da neve)
E	Módulo de elasticidade do material
E	Efeito de uma ação
E_a	Empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
E_0	Empuxo em repouso

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

$F_{w,e}$	Força devido às pressões externas
$F_{w,i}$	Força devido às pressões internas
F_{fr}	Força resultante do atrito paralelo à superfície externa
FF	Função fluxo
G	Ação permanente
G_k	Valor característico da ação permanente
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j
H	Altura efetiva do acidente orográfico;
I_v	Índice de turbulência
I_{YL}	Lugar geométrico de deslizamento do produto
K	Relação entre pressão horizontal e vertical
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
K_i	Valor inferior de K
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
K_u	Valor superior de K
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
L	Vão de laje ou viga em questão
L_d	Comprimento real, na direção do vento, na vertente à sotavento
L_e	Comprimento efetivo da vertente virada a barlavento
L_u	Comprimento real, na direção do vento, na vertente à barlavento
M_{Rd}	Valor do momento fletor resistente
M_{sd}	Valor do momento fletor atuante
N	Esforço normal
N_{sd}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$P_w(z)$	Força de compressão resultante sobre a parede por unidade de perímetro de parede à profundidade z :
Q	Ação variável
Q_d	Valor de cálculo de uma ação variável
Q_k	Valor característico da ação variável isolada
R	Resistência
R_d	Valor de cálculo da resistência
Re	Número de Reynolds
U	Perímetro da seção A
$V_{Rd,c}$	Resistência em relação ao esforço transversal

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

V_{sd}	Esforço transversal atuante calculado
$V_{sd,max}$	Esforço transversal atuante máximo calculado
WYL	Lugar geométrico de deslizamento do produto na parede
YL	Lugar geométrico de deslizamento do produto
$Y(z)$	Função de variação de profundidade
$Y_j(z)$	Função de variação de profundidade de pressão (Janssen)

Letras Romanas Minúsculas

a_0	Distância geométrica para cálculo da pressão
b	Largura da seção transversal de laje
b_t	Largura de seção de betão tracionado
b_w	Menor largura da seção transversal da área tracionada
c	Coesão
c_d	Coeficiente dinâmico
c_{dir}	Coeficiente de direção
c_e	Coeficiente de exposição
c_f	Coeficiente de força
c_{fr}	Coeficiente de atrito
c_p	Coeficiente de pressão
c_{pe}	Coeficiente de pressão exterior
c_{pi}	Coeficiente de pressão interior
c_r	Coeficiente de rugosidade
c_o	Coeficiente de orografia
c_s	Coeficiente de dimensão
c_{season}	Coeficiente de sazão
d	Diâmetro da seção do silo
d	Altura útil da seção transversal da laje
d_c	Diâmetro da seção transversal;
e_0	Excentricidade da boca de descarga;
e_f	Excentricidade de carregamento máxima;
e_t	Excentricidade de carregamento;
f_{cd}	Valor de cálculo de tensão de rotura do betão à compressão

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

f_{ctm}	Valor médio da resistência à tração do betão
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tração à data em que prevê que possam se formar as primeiras fendas.
ff	Fator fluxo de tremonha
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	Valor característico de tensão de cedência do aço
h	Altura efetiva do silo
h	Altura da laje
h_b	Altura entre a boca de saída e a superfície equivalente silo
h_c	Altura das paredes verticais do silo
h_h	Altura da tremonha em relação à vertical
k_l	Coefficiente de turbulência (cálculo do vento)
k_r	Coefficiente de terreno (cálculo do vento)
l	Comprimento de uma construção horizontal, ou vão
m	Massa
p	Pressão
p_a	Impulso ativo
p_h	Pressão horizontal na parede vertical;
p_{he}	Pressão horizontal durante a descarga
p_{hf}	Pressão horizontal após o carregamento
p_n	Pressão normal à parede da tremonha (produto armazenado)
p_{ne}	Pressão normal à parede da tremonha (esvaziamento do silo)
p_{nf}	Pressão normal à parede da tremonha (enchimento do silo)
p_p	Pressão adicional
p_p	Impulso passivo
p_v	Pressão vertical do produto na parede
p_{vf}	Pressão vertical no fundo do plano após enchimento
p_{vft}	Pressão vertical na transição parede tremonha
p_w	Pressão atrito na parede vertical
p_{we}	Pressão atrito na parede vertical durante a descarga
p_{wf}	Pressão atrito na parede vertical após o enchimento
q_b	Pressão dinâmica de referência
q_p	Pressão dinâmica de pico
r	Raio

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

s	Coeficiente coordenada
s	Carga da neve calculada
s_{Ad}	Valor característico da carga da neve excecional ao nível do solo
s_k	Valor característicos da carga da neve ao nível do solo
t	Espessura da parede do silo
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
v_m	Velocidade média do vento
w	Pressão exercida pelo vento
w_e	Pressão exercida pelo vento exterior
w_i	Pressão exercida pelo vento interior
z	Profundidade a partir da superfície equivalente;
z_0	Profundidade característica de Janssen
z_0	Comprimento de rugosidade
z_0, II	Comprimento de rugosidade na categoria II
z_e	Altura de referência para pressão exterior (vento)
z_i	Altura de referência para pressão interior (vento)
z_{min}	Altura mínima
z_{max}	Altura máxima

Letras Gregas Maiúsculas

Δ	Variação
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Margem de segurança
$\Delta c_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta c_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
ϕ	Inclinação da vertente virada a barlavento
Φ	Diâmetro dos varões de aço

Letras Gregas Minúsculas

α	Ângulo de inclinação da parede da tremonha
β	Ângulo entre a parede da tremonha com a vertical
γ	Peso volúmico
γ	Coeficiente parcial (de segurança ou de utilização)
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
γ_i	Valor inferior do peso volúmico
γ_m	Valor médio do peso volúmico
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
γ_u	Valor superior do peso volúmico
ε	Deformação específica unitária
ε_{c2}	Extensão ao ser atingida a resistência máxima
ε_{cu2}	Extensão última
θ	Ângulo de torção, direção do vento
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com eixo da viga
λ	Esbelteza
μ	Coeficiente de atrito do produto com a parede
μ'	Coeficiente de atrito no plano de rotura
μ	Momento fletor reduzido
μ_i	Valor inferior do coeficiente de atrito do produto com a parede
μ_u	Valor superior do coeficiente de atrito do produto e a parede
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Viscosidade cinemática
π	Pi relação entre o perímetro de uma circunferência e seu diâmetro
ρ	Densidade
ρ	Massa volúmica do ar
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transverso
$\rho_{w,min}$	Taxa mínima de armadura de esforço transverso
σ	Tensão normal
σ_1	Tensão de consolidação

Análise de Esforços para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

σ_c	Tensão inconfínada de rotura
σ_s	Máximo de tensão admissível
σ_v	Desvio padrão da turbulência
τ	Tensão de cisalhamento
ϕ_e	Efetivo ângulo de atrito interno
ϕ_i	Ângulo de atrito interno valor médio
$\phi_{i,i}$	Ângulo de atrito interno valor inferior
$\phi_{i,u}$	Ângulo de atrito interno valor superior
ϕ_r	Ângulo de repouso
ϕ_w	Ângulo de atrito do produto com a parede
ψ_0	Coefficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável
ψ_1	Coefficiente para determinação do valor frequente de uma ação variável
ψ_2	Coefficiente para determinação do valor quase permanente de uma ação variável
ω	Porcentagem de armadura longitudinal

Abreviaturas e Nomenclaturas

ACI	American Concrete Institute
ANSI	American National Standard Institute
AS	Australian Standard
BMHB	British Materials Handling Board
DIN	Deutsche Industrie Norm
EC	Eurocódigo
EN	Eurocode
ISO	International Organization for Standardization
MED	Método dos elementos discretos
MEF	Método dos elementos finitos
NP	Norma Portuguesa (Eurocódigo)
SNBATI	Syndicat National du Béton Armé et des Technique Industrialisées

1 Introdução

O silo é um produto da construção civil, cujo objetivo está relacionado ao armazenamento e conservação de produtos, geralmente de origem agrícola (grãos secos, sementes, cereais e forragens verdes), para que possam ser estocados e posteriormente ensacados e distribuídos ou comercializados. Estes produtos armazenados apresentam em sua maioria natureza granular, em forma de silagem ou pulverulentos.

Segundo SOARES E FERREIRA (2000) silo: é uma benfeitoria destinada ao armazenamento de produtos agrícolas, geralmente depositados no seu interior sem estarem ensacados.

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

Já para SILVA (1998), silos são instalações rurais ou industriais cuja finalidade básica é armazenar produto sólido, granular ou pulverulento a granel, possibilitando o mínimo de influência externa com o ambiente de estocagem, com o objetivo de manter inalteradas as características físicas, químicas e biológicas do produto, durante o período de armazenagem.

De maneira geral, os silos são compreendidos como unidades armazenadoras caracterizadas por compartimentos estanques ou herméticos, ou ainda semi-herméticos. Estas propriedades serão definidas em projeto para serem executadas de acordo com a natureza do material a ser conservado e estocado, visto que estes compartimentos terão de controlar as características físico-biológicas do material estocado. Os silos destinados ao armazenamento de grãos são conhecidos como silos graneleiros, e tem por objetivo, principalmente, manter os grãos secos de modo a evitar a sua deterioração. Já os silos destinados ao armazenamento de silagem têm como característica principal a manutenção de um ambiente anaeróbico.

A sua maior utilização está ligada principalmente à siderurgia, agricultura, indústria, portos entre outros. Os produtos que são armazenados em maior escala são: clínquer, cimentos, minérios, milho, trigo, cevada, açúcar, entre outros.

A sua composição estrutural pode variar em relação ao material, podendo ser este constituído de madeira, betão, aço ou argamassa armada. A escolha do material deverá ser de acordo com as características da estrutura, como a sua capacidade de armazenamento, além das condições impostas pela geografia do local e materiais disponíveis para sua construção. Estes podem ter uma ou mais células. Se este for o caso, as células são agrupadas lado a lado podendo haver espaços entre elas (intercelular) que também são espaços de armazenamento. As células podem ser dotadas de tremonhas (afunilamento perto da base da célula), ou possuírem fundo plano.

Uma unidade armazenadora, tecnicamente adequada e bem produzida apresenta vantagens tais como:

- Proteção ao produto estocado quanto à presença de ratos e insetos, ou até mesmo outros animais que possam entrar em contato com o produto estocado.
- Estocagem racional, segura e econômica, sendo que o produto que é armazenado a granel também é comercializado a granel. Logo não há necessidade de ensacarias e mão de obra para isto.
- Economia no transporte, além de diminuir o custo do mesmo, devido ao processo de eliminação de impurezas e saturação do produto.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

De acordo com GOMES (2000), do ponto de vista do armazenamento, os silos podem ser classificados como: coletores, construídos nos locais de produção; reguladores, na receção e distribuição de safras; terminais, para a conservação de estoques anuais; e estratégicos, para a conservação de estoques reguladores.

Posteriormente serão abordados detalhadamente cada característica específica que possuem as estruturas de armazenamento, além da evolução histórica e científica da construção desta benfeitoria.

2 História

A história da utilização de estruturas com a finalidade de armazenar materiais sólidos é de longo tempo e envolve as grandes civilizações da antiguidade. As primeiras fontes seguras sobre a prática de ensilagem de forragens provêm do Egito antigo, entre os anos 1000 e 1800 a.C. Estas práticas de estocagem estavam ligadas ao armazenamento de papiro e ao excedente de trigo. Segundo registros históricos, as civilizações romana e chinesa também utilizavam se de técnicas ancestrais para efetuar armazenamento de certos tipos de materiais orgânico.

Figura 1: Ilustração do processo de armazenamento no Egito antigo

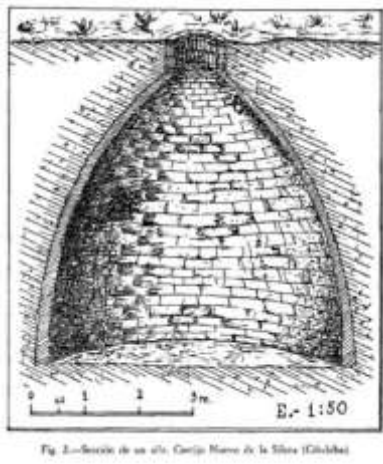


Fonte: [website- milkpoint.com.br](http://website-milkpoint.com.br)

Silos do tipo torre, parcialmente enterrados foram encontrados em escavamentos arqueológicos próximo da cidade de Cartago na Tunísia (norte da Africa) datados da época de 1200a.C. Na região da península da Escandinávia, na época dos romanos (234 – 149 a.C.), houve a prática de estocagem por meio da utilização de fossas para a conservação de forragens verdes, as quais eram cobertas com terra.

Estas estruturas eram geralmente contruídas utilizando se rochas, ou materiais que garantissem estanqueidade necessária. Elas foram muito importantes para que possibilitassem a essas civilizações racionar alimentos e poder ter uma melhor distribuição do material estocado no decorrer do ano.

Figura 2: silo romano Cortijo Nuevo de la Silera (Córdoba): a) Seção do silo; b) topo do silo



a)



b)

Fonte: website-notascordobesas.blogspot.com

As estruturas de armazenamento mais semelhantes com as atuais, foram executadas séculos depois das precursoras. De acordo com as pesquisas antigas de JENIKE & JOHNSON (1868), os primeiros grandes silos foram construídos em 1860 para o armazenamento de grãos. Desde então, milhares de grandes e pequenos silos têm sido contruídos para o armazenamento de uma extensa variedade de pós, grãos, torrões, fibras, etc.

Os primeiros silos construídos a partir de 1860, foram feitos em madeira com até 20 metros de altura. Naquela época, como ainda não havia estudo sobre as pressões exercidas pelos grãos e materiais em armazenamento, logo os calculistas pensavam que estes se comportavam como líquidos, projetando assim estruturas para estas pressões equivalentes aos líquidos. Quando em 1882 ROBERTS executou ensaios em escalas reduzidas, estabeleceu a primeira teoria dos silos, determinando que a pressão nas paredes não aumentava linearmente com a profundidade, mas que alguma parcela do peso do produto armazenado era transferida para as paredes por atrito, concluindo que as pressões exercidas no fundo da parede são menores que as pressões exercidas por um líquido. JANSSEN (1985) confirmou a hipótese sugerida por Roberts, e propôs uma teoria de cálculo das pressões a partir do equilíbrio de forças atuantes em uma camada elementar da massa ensilada de espessura infinitesimal. Esta teoria mudou a conspeção sobre conceito de pressões em silos, sendo utilizada até os dias de hoje além de ser base teórica para várias formulações que se sucederam posteriormente.

Porém, no início do século XX foram registrados por todo o mundo, muitos acidentes relacionados à construção de silos utilizando se como base de projeto o trabalho de Janssen, fazendo com que novas abordagens surgissem para complementar a fórmula introduzida por ele. Sendo assim os novos trabalhos que sucederam a Janssen, buscaram melhorar sua teoria introduzindo novos fatores e conhecimentos que eram essenciais para entender os mecanismos das estruturas de armazenamento e os estados de pressão a que esta estará sujeita.

2.1 Necessidade histórica e atual da utilização de silos:

Com o passar dos anos e o crescimento populacional se evidenciou cada vez mais uma problemática no que diz respeito à escassez de recursos naturais e recursos primários produzidos pelo homem como os alimentos. A aleatoriedade do rendimento das colheitas sazonais e a desigual distribuição de cereais no mundo provocaram um consumo desigual e irregular entre as pessoas. Logo a necessidade de um melhor planeamento foi exigida para que não faltassem recursos básicos e alimentícios para zonas problemáticas. Estas zonas podem ser classificadas como: com extrema aglomeração de pessoas; ou em zonas isoladas geograficamente em que há dificuldade de acesso ao abastecimento alimentício ou de outros materiais essenciais.

Frente a esta problemática, a utilização de meios para estocarem esses materiais, sejam eles alimentos ou materiais básicos para a sociedade, foi desenvolvido a técnica construtiva para o armazenamento a granel. Nesta técnica, os grãos são manipulados e armazenados sem a utilização de sacaria ou outros tipos de embalagens. A armazenagem constitui uma tendência global, e, atualmente o armazenamento a granel é o sistema mais utilizado entre os produtores de médio e grande porte. Também é o principal sistema de armazenamento de cooperativas e indústrias processadoras de grãos.

Segundo AYUAGA (1995), os interesses relacionados em estruturas de armazenamento consistem em 3 razões principais:

Interesse económico: O armazenamento de produtos a granel é fundamental no mundo industrial e agrícola, portanto são realizados grandes investimentos públicos e privados em estruturas de armazenamento em todos os países no mundo. Com a utilização de estruturas em armazenamento pode se favorecer a automação do processo de carga e descarga, além de possibilitar a utilização da matéria prima a granel, economizando sacaria e mão de obra, gerando economia de custos, qualidade e maior eficiência.

Interesse científico: Os silos são estruturas complexas onde se combinam comportamentos estruturais de produtos diferentes em situações muito diversas. Devido a sua complexidade e suas medidas de segurança, estas estruturas possuem um grande número de acidentes mortais associado à sua utilização. É por isso que, ainda hoje, depois de um século de pesquisa, existem grandes lacunas do conhecimento que encorajam numerosos pesquisadores do mundo todo a aprofundarem nos estudo destas estruturas.

Interesse social: A prática de estocar produtos a granel em estruturas de armazenamento, de forma eficaz, possibilita um correto abastecimento de materiais ou alimento de uma civilização, permitindo a distribuição controlada do produto evitando falta de abastecimento. Visto estes fatores, as utilizações dos silos provêm uma maior perspectiva de sucesso de uma dada população. Além disso os silos são construções historicamente associadas a um grande número de acidentes, afundamentos, explosões, combustão, as quais quando ocorrem afetam de forma significativa as populações a que eram destinadas, evidenciando a importância social desta benfeitoria.

2.2 Contextualização histórica e científica para estruturas de armazenamento:

Como foi visto anteriormente neste capítulo, os primeiros silos foram calculados com a premissa de que os produtos armazenados se comportassem como líquidos de mesma densidade do material armazenado, porém esta consideração conduz a valores errôneos para as pressões finais na estrutura. A partir dos trabalhos de Isaac Roberts no ano de 1882, foram efetuados ensaios em escala reduzida em que se estabeleceu a primeira teoria sobre silos, em seu trabalho intitulado “Pressures of Stored Grain”. Neste trabalho determinou se que o aumento da pressão na parede com a profundidade não é linear, devido à transferência de parte do peso do material para as paredes do silo por atrito, resultando em pressões mais amenas que as pressões exercidas pelos líquidos.

Em 1885 Janssen na Alemanha estabelece uma expressão matemática para os testes realizados por Roberts, confirmando assim sua teoria, vindo a fornecer uma das mais importantes contribuições para desenvolver a teoria sobre as pressões em silos. O trabalho feito por Janssen estabeleceu pela primeira vez uma equação para cálculo de pressões em um silo, ao considerar o equilíbrio de forças em uma parte elementar da massa ensilada. Sua teoria mudou em poucos anos o conceito de cálculo de pressões em silos, sendo até hoje utilizada, inclusive pelas normas internacionais. Esta teoria serviu de base para as primeiras normas de cálculo e para as pesquisas posteriores.

Em 1897 Airy na Inglaterra foi o primeiro a fazer a distinção entre silos altos e baixos, com a proposta de um modelo de cálculo de pressões em silos. Para cada um destes tipos determinou se expressões para a pressão horizontal sobre as paredes da célula, em função do peso específico do produto armazenado, do ângulo de atrito interno do produto que ele supôs igual ao do talude natural e do ângulo de atrito do produto com a parede. Aplicou se sua teoria de cálculo para construção de silos de diversos materiais (aço, madeira, betão), para produtos armazenados de natureza diferentes.

Ainda Airy adotou uma abordagem com um ângulo diferente de Janssen. Empregando uma massa de produto em forma de cunha deslizando sobre si mesma e exercendo uma força sobre a parede, são fornecidos os valores da pressão lateral. Constatou que o plano de rotura da célula baixa não intercepta a parede, enquanto o plano de rotura para uma célula alta intercepta a parede do silo no lado oposto. Em seu trabalho não se faz menção ao parâmetro K.

Em 1904 Jamielson, no Canadá, realizou ensaios reais em estruturas de armazenamento feitas em madeira e seus resultados concordavam com a teoria de Janssen para as pressões horizontais. Jamielson não obteve resultado que evidenciasse sobrepressões nas paredes durante a descarga, porém o seu dispositivo utilizado para medir as pressões estava em um local onde o produto não se movia, ou seja, permanecia estacionado por causa do desencadeamento do fluxo de funil. Jamielson também realizou experimentos em silos com descargas excêntricas e encontrou sobrepressões na parede oposta a boca de saída e depressões na parede próxima a boca de saída.

Na França na década de 40, os irmãos M. Reimbert e A. Reimbert utilizaram pequenos modelos à escala e propuseram uma formulação alternativa a de Janssen, que distinguem entre si de acordo com diferentes zonas de pressão, máximas e mínimas. A contribuição destes autores

permitiu pela primeira vez, a percepção de que as pressões horizontais aumentam durante o processo de esvaziamento dos silos. Segundo Hezel, os irmãos M. Reimbert e A. Reimbert concluíram que as pressões devido ao empuxo de materiais sobre as paredes de silos são bastante regulares durante o enchimento e podem ser interpretadas matematicamente, porém não ocorre o mesmo com as curvas de pressão correspondentes ao esvaziamento, pois as perturbações no equilíbrio da massa ensilada durante o fluxo são tais que não é possível estimar seu efeitos com precisão suficiente.

Jàky em 1948, desenvolveu estudos das pressões laterais em silos horizontais, entre eles, empregando a teoria do empuxo de terra de Coulomb e Rankine. Para a determinação das pressões laterais foram derivadas as equações de pressão lateral, obtendo uma função do tipo linear até uma dada profundidade. Para determinar as pressões laterais, foi considerado o equilíbrio de uma seção reta do silo de espessura infinitesimal, considerando que o peso desta porção de produto armazenado estaria em equilíbrio devido ao atrito com a parede.

Outros autores como Caquot e Kerisel, em 1956, na França, utilizando o círculo de Mohr, demonstraram a relação entre as pressões laterais e verticais. Durante o carregamento foram consideradas as pressões ativas de Rankine e na descarga devem ser usadas as pressões passivas.

Jenike e Johnson nos Estado Unidos, realizaram vários trabalhos na década de 60 entre eles: JENIKE (1964), JENIKE E JOHNSON (1968) e JENIKE E JOHNSON (1969). Foram os primeiros a proporem a teoria das sobrepressões durante o processo e esvaziamento. Concluíram que as pressões não eram constantes, e sim variavam entre a condição inicial de carregamento e a condição de fluxo. De acordo com esta teoria, o aumento de pressões está associado à mudança do estado de equilíbrio de Rankine na zona de transição, do estado estático para o dinâmico. Os trabalhos destes investigadores também forneceram contribuições muito importantes para entender e explicar as diferentes formas de movimento e fluxo durante o esvaziamento.

Segundo Roberts (1998), os resultados mais importantes obtidos por JENIKE E JOHNSON (1968) foram:

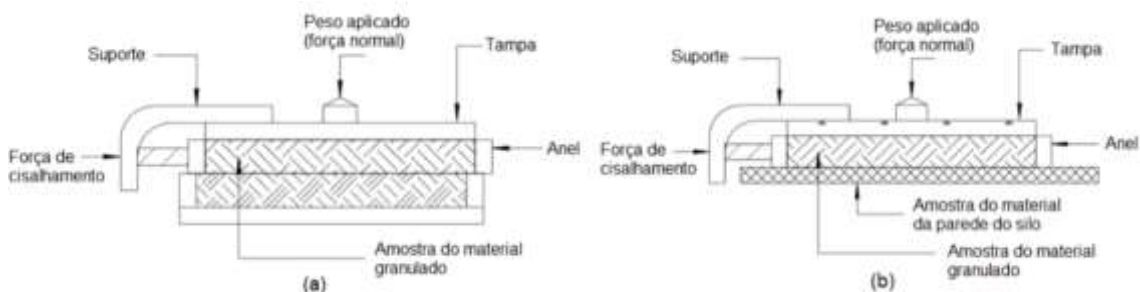
- Estabelecimento dos dois tipos de fluxo (fluxo de massas e fluxo de funil);
- Teorias das pressões radiais descritas para silos com tremonhas com fluxo de massa e definição do limite para fluxo de massa;
- Critério de fluxo e não fluxo;
- Desenvolvimento da célula de cisalhamento direto para determinação das propriedades dos produtos armazenados (Ensaio de Jenike).

O ensaio de Jenike o chamado ensaio de cisalhamento, nos permite a determinação das propriedades físicas dos produtos armazenados. Por meio deste equipamento pode ser determinado a tensão sobre as quais os produtos estarão sujeitos durante o armazenamento e as condições de fluxo previstas para acontecer no silo.

De forma geral, o ensaio proposto por Jenike consiste em avaliar a capacidade resistente a tensões normais e de cisalhamento de uma célula contendo um produto armazenado e confinado. O ensaio em seu primeiro estágio consiste em uma amostra do produto às pressões que causem uniformidade, consolidação e forneça a resistência ao sólido. No segundo estágio, a mesma amostra submetida a um estado triplo de tensões constantes é forçada a se deformar por meio de tensões de corte incrementadas, até que a rotura ocorra por esforço de corte da mesma. A figura (3) a seguir ilustra o procedimento do “Jenike Shear Tester”. Este ensaio se

tornou uma referência para obtenção das propriedades físicas dos materiais, sendo usado como referência de ensaio por várias normas internacionais, além de ter sido uma base para trabalhos que se sucederam posteriormente ao de Jenike.

Figura 3: Célula de Jenike para ensaio de cisalhamento entre (a) material/material, (b) material/parede do silo



Fonte: Revista Matéria

O brasileiro Calil Jr. em 1985, realizou um trabalho experimental a fim de analisar o comportamento das pressões laterais durante os processos de carregamento e descarregamento. Ele utilizou um silo modelo que supostamente armazenaria alpiste. Neste silo foi determinado as pressões atuantes em função da relação altura do carregamento e o lado do silo, e da forma de descarregamento (excêntrica ou central). Também foi determinado a pressão final vertical sobre um fundo plano. Com base nos resultados deste experimento, Calil Jr. apresentou valores máximos e mínimos para os coeficientes de sobrepressões a serem aplicados às pressões obtidas pela fórmula de Janssen.

No final do século 20, durante os anos 90, importantes investigações em modelos reduzidos foram feitas por RAVENET (1992), e por JOFRIET apud AYUGA (1995), cujo os modelos experimentais foram feitos com o objetivo de comparar os valores experimentais das pressões com aqueles obtidos pela aplicação dos métodos numéricos. Isso só se fez possível graças ao início dos primeiros estudos utilizando o método dos elementos finitos (MEF) e o método dos elementos discretos (MED).

O MED método dos elementos discretos, consiste em simular individualmente as partículas que integram o meio a partir do emprego de modelos de choque e da segunda lei de Newton. Estas considerações permitem a obtenção do movimento e velocidade individual de cada grão, incluindo a influência de choques e atritos existentes entre as próprias partículas e entre estas com a parede. O resultado final do cálculo das pressões é obtido por meio da integração dos resultados individuais de cada partícula. O MED é o tipo ideal de análise para o estudo das pressões, principalmente para compreender o comportamento no momento de descarga do produto armazenado. Porém a aplicação deste método apresenta se pouco viável devido à complexidade operacional exigida, o que demandaria computadores e ferramentas operadoras de cálculo extremamente complexas e de difícil acesso, fazendo com que o método mais aplicado para o cálculo das pressões atualmente seja o MEF.

O MEF método dos elementos finitos, apresenta uma hipótese diferente. Esta hipótese está fundamentada na confecção do modelo matemático da continuidade do meio, baseado no método da Mecânica do Contínuo. Este método é um ramo da mecânica que trata a matéria como sendo um meio contínuo, sem vazios interiores, ou seja, uma porção de volume é preenchida inteiramente por uma porção de massa. Sendo assim na Mecânica do Contínuo, os princípios da física são descritos sob formas de equações diferenciais e os efeitos da constituição

interna dos materiais são levados em conta de forma macroscópica através das equações constitutivas do material.

O meio contínuo será discretizado em pequenos elementos, que são chamados de elementos finitos, sendo estes definidos por barras, nós, e funções de interpolação. O conjunto de nós, barras define a malha do modelo a ser calculado. As equações que descrevem o comportamento estrutural de cada elemento são escritas em matrizes individuais e posteriormente transferidas para uma matriz global. As restrições de deslocamento e os carregamentos na estrutura são aplicados, e, a solução é determinada a partir do equilíbrio das forças aplicadas e esforços internos da estrutura, compatibilização das condições de contorno assim como os deslocamentos. Por meio do MEF é possível adotar comportamentos diferentes para cada elemento do modelo, cada um possui uma matriz de rigidez que, em conjunto, forma a matriz de rigidez global da estrutura. Nos pontos de união entre elementos, ou seja, nos nós, se determinam as condições para calcular o equilíbrio da estrutura.

Segundo AYUGA (1995), atualmente estão se diversificando os trabalhos de pesquisa, mas coexistem 3 grupos principais, claramente diferenciados entre eles, que podem ser compreendidos como: os que estudam as ações e deformações em silos reais ou em modelos reduzidos; os que dedicam a melhorar os modelos de comportamento dos materiais; os que avançam no estudo dos esforços estruturais, tanto estático como dinâmico e no estudo dos detalhes, normalmente baseando se no método dos elementos finitos

3 Definição e conceitos

3.1 Estruturas de armazenagem de grãos à granel:

3.1.1 Silos verticais

Os silos verticais têm como sua principal característica a sua altura maior que o diâmetro, ou uma das dimensões de sua base caso esse não seja circular. Os silos geralmente são construídos em betão armado ou betão pré-esforçado, podendo também ser contruídos em madeira e chapas metálicas com isolantes térmicos devidamente postos, além de outros materiais possíveis, os quais irão depender das condições impostas pelo ambiente em questão e pelas características do produto a ser armazenado.

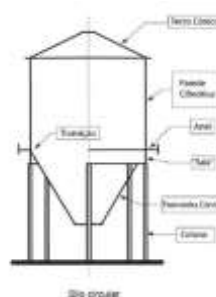
Estes tipos de silos geralmente são dispostos de acordo com as figuras a seguir:

Figura 4: Silo vertical de várias células (Bragança Portugal)



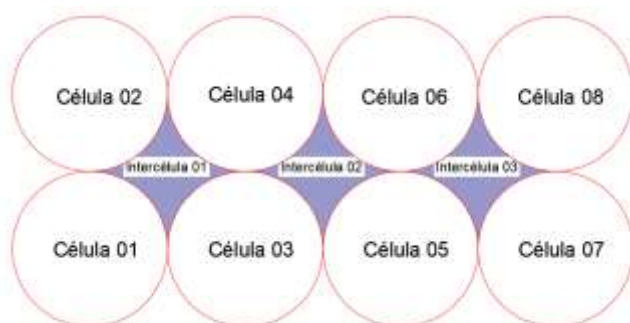
Fonte: Próprio autor

Figura 5: Silo vertical de uma célula



Fonte: Portal metálica construção civil

Figura 6: Silos vertical de betão armado, com várias células dotado de espaço intercelular para armazenamento



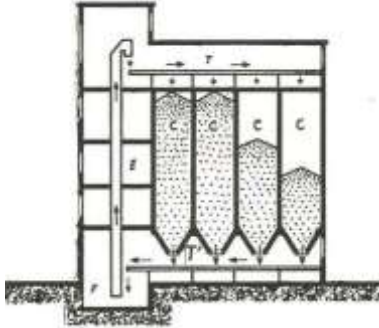
Fonte: Próprio autor

Os silos verticais são construídos em uma célula única isolada (ver figura 5), ou em um agrupamento de células verticais (ver figura 4). Neste caso as células são dispostas lado a lado umas das outras, podendo ter espaço entre células destinados ao armazenamento (ver figura 6). As células são dotadas de aberturas posteriores para o enchimento do material a ser armazenado, e também são dotadas de orifícios na parte inferior para efetuar o processo de descarga do material armazenado. A base para esses tipos de silos geralmente é cônica devido a facilidade no processo de esvaziamento.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Os silos multicelulares são compostos por diferentes elementos, cada um possuindo uma função específica. A figura (7) a seguir ilustra estes elementos, sendo eles:

Figura 7: Silo vertical de várias células



Fonte: Portal metálica construção civil

T- Cinta rolante que transporta os produtos a serem armazenados do elevador até a entrada de cada célula;

C- Células verticais, podendo ser uma única isolada ou grupo de células interligadas;

T'- Podem ser dotadas de citas na parte inferior, que possam auxiliar no processo de descarga. Vale lembrar que alguns silos podem apresentar configurações de descarga que não seja necessária a utilização desta cinta na parte inferior.

E- Elevador transportador de matérias do poço de receção até a cota correta para serem distribuídos para as células armazenadoras;

F- Poço de receção do material a ser armazenado

Quanto a sua disposição e sustentação em relação ao solo, estas estruturas podem ser classificadas como: elevado (acima do nível do solo), ou semi-subterrâneo (ente os dois níveis). Estes silos ainda podem variar entre eles dependendo do material utilizado para sua construção.

Silos de betão:

Os silos de betão normalmente são construídos em zonas urbanas, mais próximas dos setores de interesse geralmente industriais, ou em zonas urbanas isoladas geograficamente em que haja dificuldade de abastecimento de mantimentos. Os silos de betão apresentam um custo inicial elevado, porém são de alto ciclo operacional e geralmente construídos para grande capacidade de armazenamento. São constituídos normalmente com uma torre e um conjunto de células e entre células.

Figura 8: Silo vertical betão armado (Malmo Suécia)



Fonte: Próprio Autor

O funcionamento destes tipos de silos consiste nos processos de receção dos grãos a serem armazenados, estes são transportados por elevadores (transportados vertical) e cintas (transportadores horizontais) até a cota da boca de entrada de cada célula. A saída do material armazenado ocorre por meio da boca de descarga da célula. Posteriormente pode se contar com o auxílio de um transportador horizontal até a zona que será despejada, ou ser despejada diretamente da boca de descarga nos veículos transportadores finais como caminhões ou vagões.

Apesar do alto custo inicial associado, os silos de betão podem ser soluções viáveis, pois estes apresentam ambientes herméticos com maior isolamento quando comparado a outros materiais, possibilitando o armazenamento de diferentes espécies de grãos. Além disso, possui uma vida útil longa, com custo de manutenção baixo e facilidade no processo de manuseio.

Normalmente estes silos estão localizados em áreas urbanas ou em proximidade a centros urbanos e industriais, o que faz com que o custo do terreno destinado a construção seja mais elevada, sendo assim estas estruturas normalmente são verticais e de grande dimensão para justificarem os custos associados.

Silos metálicos:

Os silos metálicos são de forma geral, destinados ao armazenamento de pequena ou média capacidade de grãos e são construídos em chapas de aço lisas ou corrugadas, de ferro, alumínio ou aço galvanizado. Devido a natureza destes materiais empregados na construção, as estruturas de armazenamento devem ser dotadas de sistemas de aeração e portas e alçapões à prova de humidade, para evitar processos como: intempéries, efeitos de migração de umidade, condensação do vapor de água nas paredes internas dos silos, radiação solar nos produtos armazenados e proteção antioxidante para silos localizados proximidades às regiões marítimas.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Outro fator a ser observado com detalhe é a capacidade de isolamento térmico deste tipo de estrutura, que quando comparada às estruturas em betão perde se muito no desempenho. Para solucionar esse problema, pode se deixar um espaço de ar entre paredes duplas ou até mesmo a inserção de um material isolante entre elas.

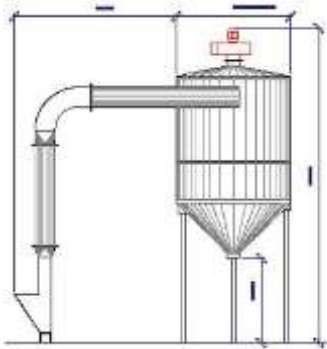
Os processos de carga e descarga dos grãos nestas estruturas, podem ser realizados com auxílio de equipamentos mecânicos portáteis. A montagem destes tipos de estruturas, são mais viáveis economicamente, quando compradas às estruturas de betão, por possuírem um custo associado menor. Porém na decisão de projeto deve se levar em consideração outros fatores além do econômico, podendo inviabilizar este tipo de estrutura.

Figura 9: Silo vertical em aço



Fonte: FDSP web site

Figura 10: Esquema de silo vertical em aço



Fonte: FDSP web site

Figura 11: Silos vertical em aço (Goiás Brasil)



Fonte: Próprio autor

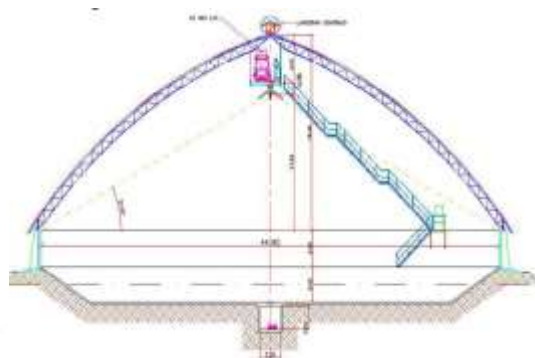
3.1.2 Silos horizontais

Os silos horizontais são estruturas de armazenamento que cumprem as mesmas funções dos silos verticais, porém são classificados assim por possuírem dimensões da base maiores que a altura. Pelo fato dessas estruturas apresentarem geometria diferente podem apresentar algumas características diversas quando comparado aos silos verticais. Estas estruturas normalmente são contruídas em betão, com fundo composto por taludes, podendo ter fundo plano ou em formato de “V” semi “V” ou “W”. Quanto à disposição estrutural e sustentação, estas estruturas podem ser executadas elevadas (acima do nível do solo) semi-subterrâneo (entre níveis), ou subterrâneo (abaixo do nível do solo). Nas figuras (12;13;14;15) a seguir podemos ver um esquema ilustrativo quanto a variação geométrica dos silos horizontais.

Figura 12: Corte interno de silo horizontal fundo plano. Figura 13: Corte interno de silo horizontal fundo "semi V"



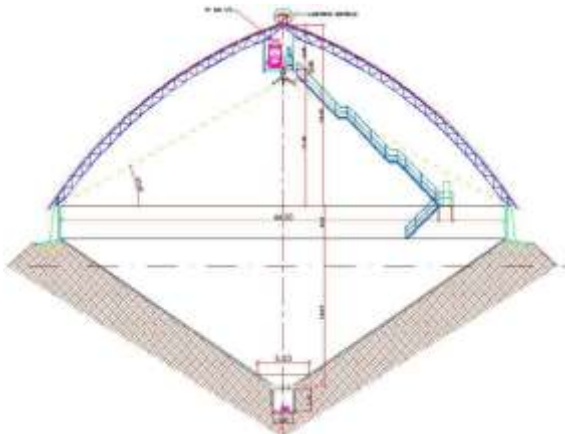
Fonte: Rasi (2014)



Fonte: Rasi (2014)

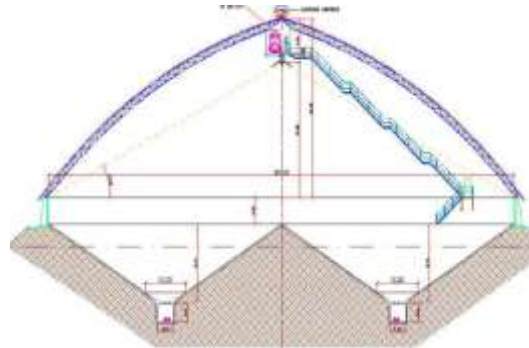
Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 14: Corte interno de silo horizontal fundo "V"



Fonte: Rasi (2014)

Figura 15: Corte interno de silo horizontal fundo "duplo-V"



Fonte: Rasi (2014)

Segundo GOMES (2000), estes silos além de possuírem custo associado baixo, (com exceção para os silos elevados), estas estruturas ainda apresentam outras vantagens: a primeira refere-se à simplicidade do sistema estrutural, e a segunda refere-se à estocagem que é feita por montes, sobre lajes de concreto executadas diretamente sobre o terreno. Contudo, a manutenção do armazenamento em condições satisfatórias requer uma estrutura que atenda às exigências de projetos de equipamentos e uma análise das patologias nas unidades já construídas. De acordo com NEGRISOLI (1997), para estas unidades construídas, é necessário que se façam manutenções periódicas permitindo as condições ótimas de conservação e o não comprometimento da estrutura. Os problemas mais comuns são a infiltração nas paredes e na cobertura, problemas de escoamento do produto e ainda sistemas de aeração e termometria mal dimensionados. De maneira geral pode-se constatar que as construções de silos horizontais são economicamente viáveis para grandes capacidades de armazenamento. Se a sua execução e manutenção for correta, certamente a otimização do processo será alcançada. Além disso é necessário o domínio e conhecimento das pressões atuantes na estrutura, para que haja uma clara compreensão do comportamento estrutural, repercutindo em segurança e economia na execução de projetos futuros.

Figura 16: Silo horizontal



Fonte: Cheung (2007)

Figura 17: Silo horizontal



Fonte: Zanellamaquinas

3.2 Fundamentos de projeto:

Para o dimensionamento de uma estrutura de armazenamento, deve se considerar todas as variáveis que possam implicar requisitos na sua projeção, como:

Imposições geográficas

Imposição climática.

Imposição em relação a natureza do produto armazenado

Imposição financeira e de fundo de arrecadação

Para que o projeto do silo seja bem executado, é necessário que a solução construtiva escolhida atenda a todos os requisitos de segurança, além de ser a solução que melhor se enquadre nas condições impostas e diversidades apresentadas.

3.3 Classificação dos silos:

Segundo as normas vigentes, os silos podem ser classificados de acordo com as seguintes características:

Geometria do silo;

Geometria da tremonha;

Rugosidade da parede;

Seção transversal;

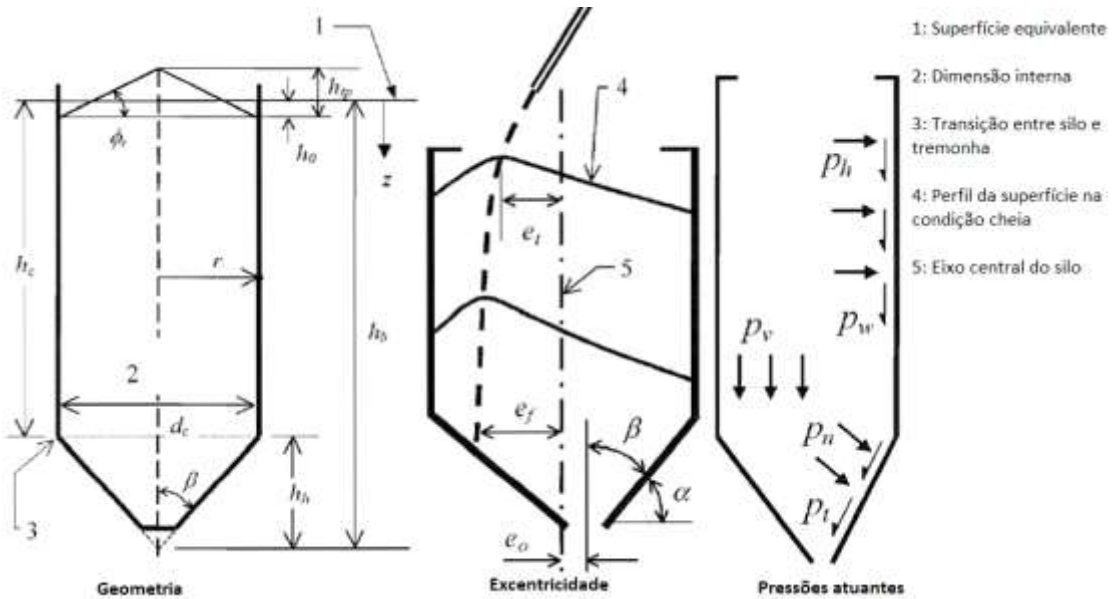
Tipo de fluxo;

Geometria do fluxo.

A descrição de como será efetuada a classificação de cada um desses fatores será demonstrada nos tópicos a seguir. Vale lembrar a complexidade do estudo em relação ao fluxo do produto armazenado, sendo assim, este tópico será aprofundado em relação aos outros, pois adjunto a este tema, serão apresentadas as situações associadas aos problemas de fluxo e maneiras de resolução.

3.3.1 Classificação quanto a geometria:

Figura 18: Forma dos silos, dimensões e esquema de pressões atuantes



Fonte: Adaptado EN 1991-4 (2006)

h_c - Altura das paredes verticais do silo;

h_b - Altura entre a boca de saída e a superfície equivalente silo;

h_h - Altura da tremonha em relação à vertical;

z - Profundidade a partir da superfície equivalente;

d_c - Diâmetro da seção transversal;

β - Ângulo entre a parede da tremonha com a vertical;

e_o - Excentricidade da boca de descarga;

e_f - Excentricidade de carregamento máxima;

e_t - Excentricidade de carregamento;

p_h - Pressão horizontal na parede vertical;

p_v - Pressão vertical na parede;

p_w - Pressão atrito na parede vertical;

Em relação à geometria, os silos são classificados segundo a relação entre a altura efetiva do produto armazenado (h) e o maior diâmetro inscrito (d). As normas gerais variam de acordo com a região, mas as normas mais importantes a nível mundial estão descritas na tabela (1) a seguir:

Tabela 1: Classificação segundo a relação h/d

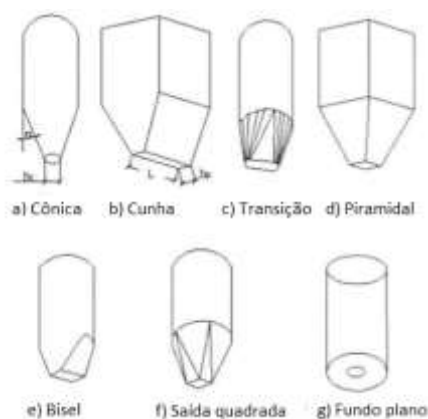
Normas	Classificação		
	Baixo	Medianamente esbelto	Esbelto
Australiana AS3774:1996	$h/d < 1$	$1 \leq h/d \leq 3$	$h/d > 3$
Eurocódigo (ENV)-2006 ISSO-1997	$h/d < 1.5$	-	$h/d \geq 1.5$
Americana ACI-1991	$h/d \leq 2$	-	$h/d > 2$
Britânica BMHB-1985	$h/d \leq 1.5$	-	$h/d > 1.5$
Alemã DIN-2005	$h/d < 2.5\mu$	$2.5\mu \leq h/d \leq 5\mu$	$h/d > 5\mu$
Canadense CFBC-1983	$h/d \leq 0.75$	-	$h/d > 0.75$
Francesa SNABTI-1975	$h/d < 2.5$	-	$h/d \geq 2.5$

Fonte: Adaptado Freitas (2001)

3.3.2 Forma geométrica da tremonha:

As estruturas armazenadoras podem variar de acordo com a forma geométrica da sua base ou tremonha. Estas variações geométricas são demonstradas na figura (19), podendo ter as seguintes configurações: Cônica; Cunha; Transição; Piramidal; Bisel; Saída Quadrada; Fundo Plano.

Figura 19: Formas geométricas correntes de tremonhas



Fonte: Adaptado Palma (2005)

As formas cônicas, cunha e transição, são as formas mais frequentes. Segundo JENIKE (1964) a base ou tremonha em formato de cunha permite inclinações um pouco maiores (geralmente de 8º a 10º) para produtos com as mesmas propriedades, sendo assim a tremonha com formato de cunha precisa de menor altura em relação a tremonha cônica. Além disso, a dimensão da boca de saída b_c para tremonha cônica é normalmente maior que a largura b_p para tremonha de cunha.

Segundo SCHULZE (1996), para obtermos os valores de fluxo para tremonhas que possuam geometria piramidal, as suas arestas devem ser arredondadas internamente, para que o produto armazenado supere o atrito com a parede nos dois lados que suportam a formação de zonas estagnadas. A forma de bisel é simples e eficiente, porém apresenta a desvantagem de o produto poder formar vazios dentro da tremonha, limitando o fluxo. Nas tremonhas de fundo

piramidal com saída quadrada, ocorrem processos semelhantes. As tremonhas ou bases de fundo plano apresentam sempre a característica de fluxo tipo funil.

Para silos que apresentam sua condição de fluxo tipo funil, o ângulo necessário de inclinação da tremonha com a parede vertical tem que ser maior do que para silos que apresentam fluxo de massa, pois apresentam menor altura de tremonha, logo o fluxo pode ser interrompido ou comprometido. Em alguns casos, é necessário o auxílio de equipamentos promotores de fluxo, como vibradores.

3.3.3 Rugosidade da parede

As características físicas da parede da estrutura são muito importantes para o dimensionamento da mesma, pois influenciarão a forma de interação do produto armazenado com as estruturas armazenadoras.

As propriedades das paredes vão depender da composição, do método de produção, da classificação dos materiais, do índice de umidade, da temperatura, da idade e da carga elétrica devido a manipulação.

Segundo a norma EN 1991-4:2006 (E) o valor adotado no dimensionamento do coeficiente de atrito da parede (μ) para um determinado sólido particulado, conta o caráter friccional da superfície sobre a qual desliza. As categorias de superfície de parede usadas neste padrão são definidas na seguinte tabela (2)

Tabela 2: Designação da superfície da parede do silo segundo EC1

Tipo	Descrição da superfície	Rugosidade normalizada Ra (mm)	Materiais típicos
D1	Polido	0.01 a 1	Aço inoxidável polido, plástico de polietileno extrusado de alto peso específico, aço-carbono galvanizado, alumínio.
D2	Liso	1 a 10	Aço inoxidável decapado, plástico de polietileno moldado no local de alto peso específico, aço carbono pintado, aço carbono com leve ferrugem de superfície, azulejos cerâmicos lisos, betão liso.
D3	Rugoso	10 a 1000	Betão aparente áspero, aço-carbono corroído, azulejos cerâmicos grosseiros.
D4	Corrugado	> 1000	Paredes com corrugação horizontal, chapas com nervuras horizontais, parede não padronizadas com grandes

Fonte: EN 1991-4 (2006) adaptado por Cheung (2007)

Vale lembrar que a norma não prevê valores de coeficiente de atrito da parede (μ) para parede da categoria D4, logo, para projetos que apresentarem esse tipo de configuração de parede, o coeficiente de atrito será calculado como coeficiente indicado em D2.

3.3.4 Fluxo do produto armazenado:

O modo com que um produto fluirá por gravidade em uma estrutura de armazenamento é descrito, por um lado, pelas próprias propriedades físicas dos produtos a serem armazenados, ou por outro, pela geometria e estrutura da superfície (atrito com a parede) da tremonha.

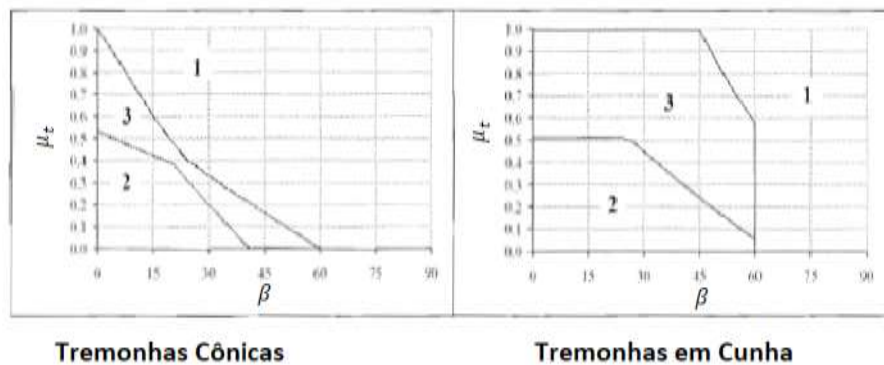
Segundo JENIKE & JOHANSON (1968) o fluxo acontece quando as pressões são tais que o cisalhamento ocorre sem interromper a isotropia do produto armazenado. Durante o fluxo a

densidade do produto é uma função das pressões, ou seja, este parâmetro se altera de acordo com as condições de pressões atuantes. Quando as pressões permanecem constantes, o produto cisalha sob densidade constante. Quando as pressões aumentam, o produto compacta e a densidade também aumenta. Quando as pressões diminuem, o produto expande, a densidade diminui, e o fluxo pode prosseguir indefinidamente.

Os fluxos de descarga por gravidade dos produtos em armazenamento podem ocorrer de duas formas principais: fluxo de massa e fluxo de funil.

Para a determinação do tipo de fluxo que irá se suceder na estrutura, devemos recorrer ao gráfico fornecido pelo EC1 EN 1991-4:2006, presente no anexo F página (100). Com o auxílio desse gráfico podemos obter uma relação do tipo do fluxo que terá o produto armazenado, de acordo com a o ângulo de inclinação da tremonha com a vertical β e o coeficiente de atrito interno da parede da tremonha μ_t .

Gráfico 1: Definição do tipo de fluxo de acordo com a forma geométrica da tremonha e sua inclinação



Fonte: Adaptado EN 1991-4 (2006)

Em que:

- 1 Fluxo de funil;
- 2 Fluxo de massa;
- 3 Fluxo misto, limite entre os dois tipos de fluxo;

Fluxo de massa:

O fluxo de massa, caracteriza-se pelo fato de que todas as partículas do produto armazenado estão em movimento durante a operação de descarga. Desde o instante inicial da descarga, nenhuma partícula permanece na sua posição original, todas elas se movem impedindo a estagnação de material em certas zonas. Este tipo de fluxo deve ser alcançado sempre que possível.

Os silos que apresentam este tipo de fluxo são caracterizados por terem tremonhas íngremes e paredes lisas, permitindo o livre escoamento do material armazenado quando aberto a parte inferior da tremonha. Este tipo de fluxo é o desejável para materiais que degradam ao longo do tempo, ou se consolidam, pois, o produto que primeiro entra no fluxo é o primeiro a sair, permitindo que o tempo de permanência do produto seja constante.

Os silos com fluxo de massa apresentam as seguintes características:

O volume total de material armazenado pode ser transferido por gravidade

Fenômenos como arqueamento e outros que impeçam o escoamento normal do material não ocorrem.

A densidade do material escoado é constante e independente do material armazenado. Isto é vantajoso em um escoamento de fluxo controlado, em que a taxa de escoamento seja controlada volumetricamente.

Desde que não hajam regiões mortas dentro do contentor, degradação ou resíduos, a chance de combustão espontânea, oxidação e consolidação serão minimizados.

A pressão ao longo do sólido e das partes do silo é relativamente baixa, originando baixo atrito do sólido.

Um fluxo uniforme pode ser obtido, resultando assim em uma análise com elevado nível de confiança e correção. Vazios de ar são virtualmente inexistentes, por isso a necessidade de pás giratórias é nula.

Um primeiro enchimento/esvaziamento é facilmente obtido. Esta é uma característica desejável quando a segregação ou deterioração do material sólido se torna possível com o decorrer do tempo.

Fluxo de funil:

O fluxo de funil é caracterizado pela formação de um canal de fluxo, alinhado com a boca de descarga, em uma zona limitada cercado por uma zona a qual o produto estático (zona parada). Este canal de fluxo é tipicamente circular, assumindo uma forma cônica aberta a partir da saída. O ângulo do cone é dependente da humidade do material armazenado, temperatura, tempo de armazenamento e sequência de enchimento/esvaziamento.

Os silos que possuem fluxo de funil são úteis para armazenamento de material pesado, abrasivo e granuloso, porque o desgaste provocado nas paredes do silo é pequeno/nulo, devido à aglomeração de materiais nas paredes. Este tipo de fluxo não é recomendável para produtos que se deterioram facilmente com o passar do tempo. Vale a pena ressaltar que este tipo de fluxo faz com que com a capacidade de armazenamento do silo diminua devido a aglomeração nas paredes.

Estes silos que possuem fluxo tipo funil apresentam as seguintes características:

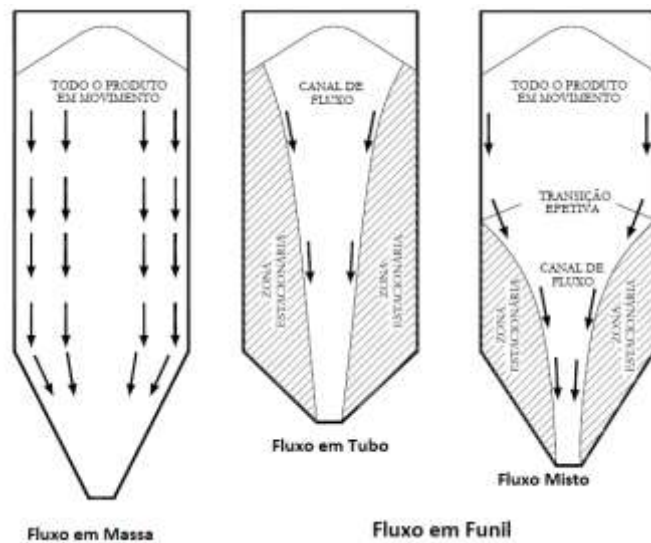
Apenas uma pequena porção do material está em movimento quando há descarga.

A sequência de um primeiro enchimento/esvaziamento pode ser obtida, entretanto, o material ao redor do canal de fluxo no topo do silo permanecerá em repouso até que o canal de fluxo esteja completamente vazio. Isto pode causar consolidação, aglomeração, deterioração, combustão espontânea ou oxidação.

Quando qualquer sólido que permaneça estático sob pressão por um longo período de tempo, pode ganhar força e eventualmente obstruir o fluxo.

Pode ocorrer uma grave segregação, porque algumas partículas não se movem na tremonha.

Figura 20: Principais tipos de fluxo segundo EC1



Fonte: Adaptado Cheung (2007)

3.3.5 Problemas de fluxo:

Alguns produtos armazenados podem sofrer obstruções de fluxo, pois quando consolidados podem adquirir resistência suficiente para suportar o seu peso próprio, formando obstruções. Existem dois tipos principais de interrupção de fluxo, a obstrução de arco (abóbada) e tubo. Sendo assim para que um produto tenha seu fluxo de forma satisfatória, estes dois tipos de obstrução não podem ocorrer.

Essas obstruções podem causar sérios danos nas tremonhas dos silos, pois estes fenômenos comprimem o ar existente na tremonha, causando danos na boca de descarga e nas paredes laterais. Estas obstruções estão associadas as características da estrutura e dos produtos armazenados, além disso o tipo de fluxo que se sucederá no silo influenciará no tipo de problema que possa vir a ocorrer.

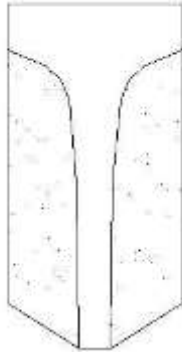
Normalmente para silos com fluxo de massa, o objetivo é eliminar a obstrução tipo arco, já para os silos com fluxo tipo funil, o objetivo é eliminar as obstruções do tipo tubo.

Obstrução em tubo:

A obstrução em tubo, como o próprio nome indica, ocorre devido a formação de um vão circular no centro dos produtos armazenados, semelhante a um tubo. Este fenômeno ocorre geralmente em silos verticais, dependendo das características estruturais do próprio silo ou dependendo das características do produto armazenado. Se os produtos armazenados possuírem uma coesão elevada, pode haver a consolidação do produto, se este for estocado por muito tempo. A geometria do espaço de armazenamento assim como a estanqueidade do mesmo também podem influenciar na ocorrência de consolidação do produto armazenado, originando desta forma uma obstrução em tubo.

Esta obstrução ocorre geralmente em silos que possuem fluxo do tipo funil, como demonstrado na figura (21) a seguir:

Figura 21: Obstrução em Tubo



Fonte: Palma (2005)

Segundo NASCIMENTO (2008), a obstrução em forma de tubo é comum em silos com fluxo de funil contendo produtos coesivos, e se a consolidação do produto aumenta com o decorrer do tempo de armazenamento, aumenta o risco de formação deste tipo de obstrução.

Obstrução em arco:

A obstrução em arco se localiza na boca de saída da estrutura de armazenamento, formado por uma força de coesão entre os produtos armazenados, suficientemente forte à ponto de impedir o fluxo do restante do material estocado. Este tipo de fenômeno ocorre no armazenamento de produtos de baixa granulometria (partículas finas) que possuam força de adesão entre si forte o suficiente para a formação de um arco.

Esta obstrução é mais comum em silos que apresentam fluxos do tipo massa, como demonstrado na figura (22) a seguir:

Figura 22: Obstrução em Abóboda



Fonte: Palma (2005)

Segundo PALMA (2005) a obstrução do tipo arco forma se logo acima da saída fazendo com que o fluxo seja interrompido. Isso ocorre para produtos finos e coesivos, devido a força de adesão ente as partículas destes produtos. Logo a dimensão da abertura de descarga de um silo deve ser suficientemente grande para que não ocorram obstruções durante a descarga do produto armazenado.

Segregação:

Este tipo de problema está associado à existência de grandes variações nas dimensões das partículas do produto armazenado. Quando ocorre esta situação, as partículas de maior dimensão se deslocam para a lateral da estrutura, acumulando-se nas paredes dos silos. Já as partículas de menor dimensão se deslocam para próximas do centro. Quando o fluxo for de funil, a segregação do produto faz com que as partículas menores (localizadas no centro) sejam descarregadas primeiro, enquanto as maiores são descarregadas somente no final, provocando uma heterogeneidade na descarga (figura 23). Quando o fluxo for de massa, o produto não irá segregar na descarga.

Figura 23: Segregação por dimensões diferentes



Fonte: Palma (2005)

3.3.6 Melhoria do fluxo:

Alguns métodos foram desenvolvidos para se obter um fluxo adequado, ou para corrigir problemas de fluxo como os citados anteriormente. Para estruturas de armazenamento, o ideal é que elas não precisem destes tipos de solução de melhoria de fluxo. Todos os problemas de fluxo podem ser corrigidos com o correto dimensionamento da boca de saída. Por isso o estudo das características físicas dos produtos armazenados se faz tão importante.

No entanto se em alguma situação ocorrer problemas de obstrução torna-se indispensável a utilização de certos mecanismos de melhoria de fluxo. De acordo com REED E DUFFEL (1983) estes mecanismos podem ser classificados em 3 categorias principais de acordo com seu princípio de funcionamento:

Pneumáticos: sofrem introdução de cargas de ar para iniciar o fluxo.

Mecânicos: utilização de algum meio mecânico para extrair o material depositado na tremonha.

Vibratórios: aplicação e vibrações de elevada frequência e baixas amplitudes (para não exceder na força aplicada) às tremonhas.

Segundo CHEUNG (2007) é importante ressaltar que, para a construção do modelo de pressões, é fundamental o conhecimento do padrão de fluxo, pois é notória a influência do fluxo na distribuição de pressões nas paredes do silo.

3.4 Propriedades físicas dos produtos armazenados:

Na execução de um projeto estrutural dos silos, a primeira etapa para o cálculo das ações de projeto, consiste no estudo das propriedades do produto a ser armazenado. Para isso se faz necessário a caracterização do produto, a fim de determinar suas propriedades físicas e de fluxo. Estas propriedades estão relacionadas ao comportamento do material armazenado e surgem das forças que atuam nas partículas individualmente.

As características e propriedades do produto influenciam no padrão de fluxo, pressões atuantes, geometria e rugosidade das paredes das células de armazenamento e tremonhas se estes dispositivos á possuírem.

As propriedades de fluxo a serem determinadas são:

Densidade, ρ ;

Granulometria;

Função fluxo- FF ;

Fator fluxo de tremonha- ff ;

Ângulo de atrito interno ϕ_i ;

Efetivo ângulo de atrito interno ϕ_e ;

Peso volúmico do produto Υ ;

Ângulo de atrito com a parede ϕ_w ;

Coefficiente de atrito da parede, μ ;

Coesão do produto armazenado c ;

Segundo CALIL JR (1997), para qualquer uma das propriedades físicas, deve se verificar a consistência dos resultados, como, o fato de o ângulo de atrito do produto armazenado e a parede ϕ_w , ser menor ou igual ao ângulo de atrito interno ϕ_i . O efetivo ângulo de atrito interno ϕ_e tem que ser maior que o angulo de atrito interno ϕ_i .

As normas vigentes internacionais apresentam tabelas com os valores das propriedades de fluxo para alguns produtos de armazenamento. Além disso apresenta métodos, ensaio e equipamentos necessários para a determinação destes parâmetros. Como os resultados podem apresentar grandes variações, recomenda se sempre que possível, aplicar ensaios para a caracterização destes parâmetros para o produto em estudo, diminuindo a possibilidade de valores adotados que possam trazer prejuízos futuros na prática ou até mesmo nas dificuldades de estabelecer seu dimensionamento. A seguir serão apresentadas as considerações sobre a obtenção das propriedades físicas dos produtos armazenados, assim como sua importância e como podem apresentar variações até os dias de hoje por comunidades científicas diferentes.

3.4.1 Ângulo de atrito interno- Ângulo de repouso ϕ :

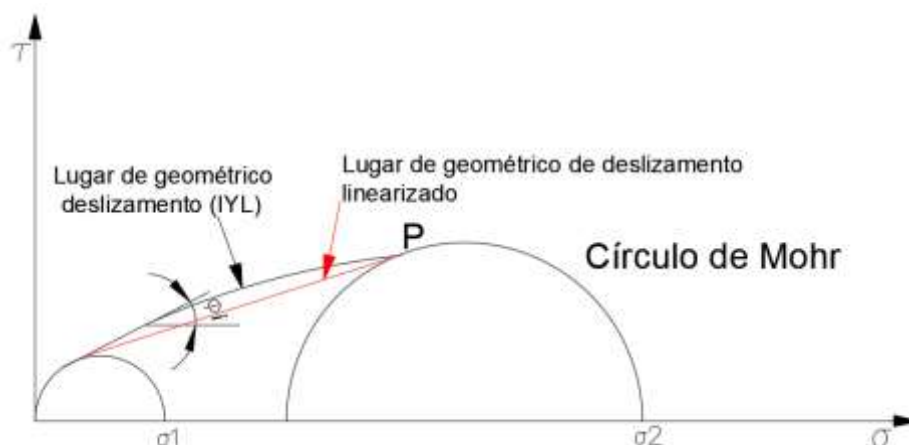
Segundo DALBELLO, OLIVEIRA & BENEDETTI, (1994), o ângulo de repouso é compreendido como o ângulo formado entre um monte de produto granular ou pulverulento formado pelo seu basculante sobre uma superfície plana. Esta condição de equilíbrio só é alcançada se os grãos menos estáveis situados na superfície da pilha estiverem em equilíbrio estático. Dessa forma, o ângulo que se forma entre a superfície livre da pilha do produto com o plano horizontal é o ângulo de repouso do material em questão, definido pelos grãos menos instáveis localizados próximos a superfície da pilha. Este parâmetro também pode corresponder ao ângulo de atrito interno, se este não apresentar pressões de confinamento ou se elas forem praticamente nulas, ou ainda, para produtos em um estado extremamente solto.

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

Segundo HEZEL (2007) o ângulo de atrito interno ϕ_i , é definido como a inclinação local do lugar geométrico dos estados de deslizamento (linha que tangencia os círculos de Mohr) e o eixo das tensões σ . Devido à inclinação do lugar geométrico de deslizamento seguir a forma curva ao invés de reta, o ângulo de atrito interno varia ao longo do lugar geométrico de deslizamento. Para a maioria das aplicações é suficiente um ângulo de atrito interno. Neste caso, ele é definido pela inclinação do lugar geométrico de deslizamento linearizado. A linearização do lugar geométrico de deslizamento resulta da tangente comum a ambos os círculos de tensões de Mohr mostrados na figura (24).

Vale lembrar que se o produto em questão possuir fluxo livre, ou seja, não considerada a parcela coesiva do material, este produto apresentará o ângulo de atrito interno igual ao efetivo ângulo de atrito interno $\phi_i = \phi_e$, pois o lugar geométrico de deslizamento irá passar pela origem.

Figura 24: Representação gráfica do lugar geométrico e do ângulo de atrito interno

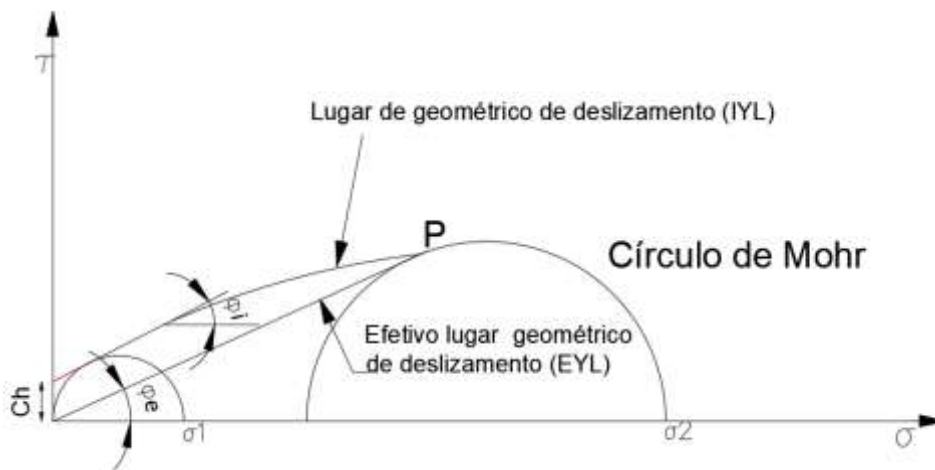


Fonte: Próprio autor

3.4.2 Efetivo ângulo de atrito interno:

Segundo GOMES, (2000), a determinação das propriedades dos materiais armazenados depende do conhecimento do lugar geométrico de deslizamento –(IYL), determinados pela relação entre a tensão de cisalhamento (τ) e a tensão normal (σ) para o produto armazenado. No gráfico (25) ilustrado a seguir podemos determinar o ângulo de atrito interno formado pela reta do lugar geométrico de deslizamento e a horizontal (EYL). O ângulo efetivo de atrito interno é formado com a horizontal a partir de uma linha entre a origem e P, (tangente ao IYL no semicírculo de MOHR da maior tensão de consolidação). O efetivo ângulo de atrito interno, ϕ_e , é obtido de forma igual ao ângulo de atrito interno ϕ_i , quando se considera o produto de fluxo livre, ou seja, sem coesão significativa. Tal observação conduz ao dimensionamento mais adequado nos projetos de silos que apresentam tremonhas, para esse tipo de produto. Devido às condições de geometria do fundo, as tensões impostas ao produto armazenadas são alteradas, exigindo uma análise mais detalhada de sua magnitude e distribuição.

Figura 25: Representação gráfica do efetivo lugar geométrico e efetivo ângulo de atrito.



Fonte: Próprio autor

3.4.3 Ângulo de atrito do produto com a parede:

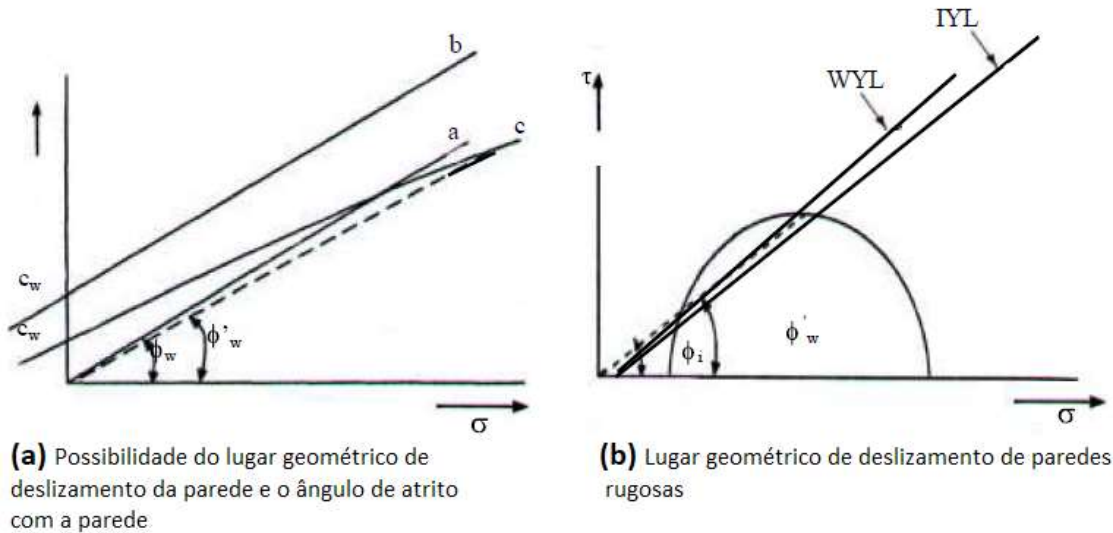
Segundo FREITAS (2001), o critério utilizado para as condições de deslizamento do produto armazenado ao longo da parede da estrutura, pode ser expresso com a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal à parede, denominado de lugar geométrico de deslizamento na parede, WYL.

O lugar geométrico de deslizamento na parede, WYL, para produtos de fluxo livre, pode ser determinado por meio da linha que passa pela origem, como demonstrado pela linha (a) na figura (26 a) a seguir. No caso de produtos coesivos, o WYL será uma linha direta com uma ordenada c_w , como mostra a linha (b). Em certos casos, a combinação da parede e o produto não segue exatamente este conceito ideal, sendo assim, um novo WYL curvado é obtido, como mostra a linha (c). O ângulo de inclinação da reta que define o lugar geométrico de deslizamento da parede é denominado ângulo de atrito do produto com a parede, ϕ_w .

No caso das retas (a;b), um valor constante será obtido após a determinação do ângulo entre WYL e o eixo das pressões normais σ . Para materiais correspondentes a linha (c), em que a relação $\tau_w / \sigma_w = \tan \phi_w$, não é uma constante, mas depende do nível de tensão normal, pode se

definir como ângulo de atrito aquele da inclinação da linha que passa pela origem e pelo ponto de interesse no WYL para uma dada condição de consolidação, ϕ_w , indicado na figura (26 b) a seguir. Esta definição apresenta como sua maior vantagem a possibilidade de determinar que, em todos os casos, a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal ao longo da parede é obtida.

Figura 26: : Representação gráfica do lugar geométrico de deslizamento do produto com a parede



Fonte: Adaptado Freitas (2001)

Ainda segundo FREITAS (2001), em alguns casos é possível que, devido à coesão, o ângulo de atrito com a parede seja maior que o ângulo de atrito interno ϕ_i . Isto acontece quando uma fina camada de material armazenado adere na parede e o deslizamento acontece ao longo desta camada. Esta situação é chamada de superfície rugosa. Para estes casos JENIKE (1970) citado por SILVA (2003), sugere tomar o ângulo de atrito com a parede um pouco menor que o ângulo de atrito interno, devido ao alisamento da camada estática aderida, figura (26 b). Isto implica que $\tan(\phi_w) = \text{sem}(\phi_i)$, e a situação de tensão como determinada para o ponto de topo do círculo de Mohr é correspondente a um plano de deformação máxima.

3.4.4 Coeficiente de atrito da parede, μ :

Este parâmetro nos permite calcular as pressões atuantes sobre as paredes do silo, assim como a definição do regime de fluxo e de fenômenos de interrupção de fluxo.

$$\mu = \tan(\phi_w) \quad 3.1$$

Em que:

ϕ_w - É o ângulo de atrito do produto com a parede.

3.4.5 Parâmetro K:

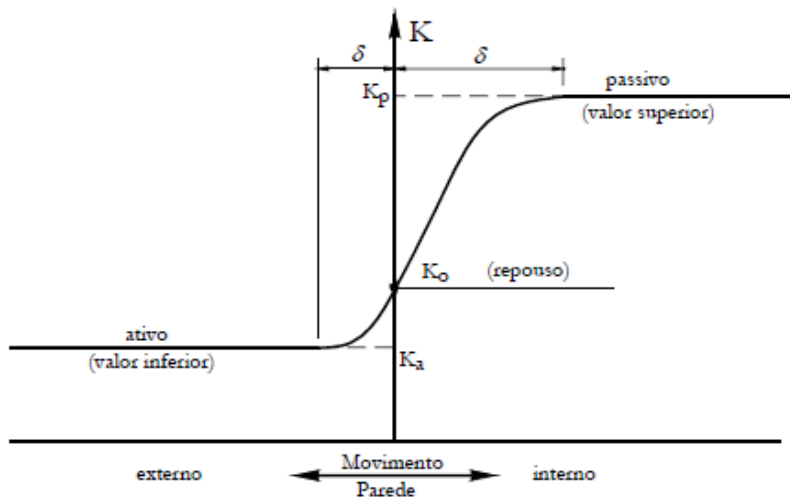
Segundo CALIL (1997), a relação entre as pressões horizontal e vertical em qualquer ponto de uma massa granular é definida como parâmetro K. Esse é um dos parâmetros necessários para o cálculo das pressões que o produto exerce sobre as paredes e fundo de um silo. Ou seja, é definido como o rácio entre a tensão horizontal do sólido próximo da parede (considerada

constante ao longo do sólido, a um determinado nível) e a tensão vertical (que varia de acordo com a profundidade do sólido no local em estudo). Apesar de ser um parâmetro influenciado pela rugosidade e flexibilidade da parede, é considerado como constante para um determinado material.

Segundo BLIGHT (1988), os 3 estados de tensão associados a k , são denominados como: ativo K_a , passivo k_p e em repouso K_o . Os dois primeiros são relativos ao deslocamento da parede do silo (K_a é relativo ao deslocamento de dentro para fora e k_p de fora para dentro direção contrária à K_a). O terceiro estado K_o ocorre quando uma estrutura de retenção rígida não permite a deformação lateral na periferia do produto.

A figura (27) a seguir esquematiza o comportamento do parâmetro K em relação aos deslocamentos relativos da parede.

Figura 27: Comportamento do k em relação aos movimentos relativos da parede.



Fonte: Bowles (1997) adaptado por Cheung (2007)

Na figura (27) demonstrada acima, o valor inferior representa o estado ativo e o valor superior representa o estado passivo. Os dois limites são funções do efetivo ângulo de atrito interno e do ângulo de atrito com a parede. As fórmulas podem ser deduzidas a partir do círculo de Mohr. Jassen mediu indiretamente a pressão de fundo σ_{fundo} na base plana de um silo alto. Assumindo que a pressão vertical p_{vf} , alcançou um valor assintótico, então a relação de k pode ser determinada pela expressão:

$$K = \frac{\gamma d}{\sigma_{\text{fundo}} * \text{tg}(\phi_w)} \quad 3.2$$

Com valor empírico de K de:

$$K = \frac{1 - \text{sen}(\phi_i)}{1 + \text{sen}(\phi_i)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right) \quad 3.3$$

Segundo KAMINSKI e WIRSKA (1998), em vários trabalhos de pesquisas e normas internacionais, são sugeridas diferentes recomendações para calcular a relação de pressão. Na maioria destas recomendações o parâmetro K é determinado somente com o conhecimento do ângulo de atrito

interno, sendo que em algumas formulações, o ângulo de atrito entre o produto e a parede também é considerado. Além destes fatores que influenciam na determinação do parâmetro k, existem uma gama de outros fatores, totalizando em quase quarenta fatores específicos e distintos. Estes fatores podem ser agrupados em 6 grupos primários:

Forma e dimensão do silo;

Propriedades físico-químicas do produto granular;

Condições de ensaios;

Tipo de fluxo do produto durante o descarregamento;

Efeito de tempo e os parâmetros térmico e de umidade;

Interações entre a estrutura do silo com o produto granular;

Para a uniformização da determinação do parâmetro K, as normas estrangeiras propõem, em tabelas próprias, valores para o parâmetro K relativos a alguns produtos listados ou indicam as fórmulas matemáticas para sua obtenção. Estas tabelas também fornecem os parâmetros necessários para maximização ou minimização dos valores de K, além de poder definir a sua forma de obtenção por meio experimental.

A seguir são demonstradas algumas teorias de pressões mais relevantes, que foram fundamentais para a formulação das teorias adotadas pelas normas internacionais.

Norma australiana AS3774 (1996):

Adota a fórmula de Walker para a determinação do valor de K, limitando K como maior ou igual a 0,35, ou seja:

$$K = \frac{1 + \sin^2(\phi_i) - 2 * \sqrt{\sin^2(\phi_i) - \mu^2 * \cos^2(\phi_i)}}{4 * \mu^2 + \cos^2(\phi_i)} \geq 0.35 \quad 3.4$$

com $\mu = \text{tg}(\phi_w)$ (equação 3.1)

A norma australiana também fornece uma tabela própria com os valores limites inferior e superior para ϕ_i para 23 produtos e os respetivos valores de ϕ_w em função da rugosidade da parede (paredes lisas, polidas, rugosas). Também fornecem em anexo valores de μ para casos de silos de parede de chapa de aço corrugada.

Norma europeia EN 1991-4:2006 – Fornece o valor de k em uma tabela para vários produtos que possam ser armazenados. Para os produtos que não constam na lista, o valor de K pode ser obtido experimentalmente, pela metodologia definida em anexo pela norma, (obtenção direta por meio de testes para obtenção da real pressão horizontal e vertical) ou de forma indireta, utilizando se a expressão de Jàky, considerando um coeficiente de segurança de 10%, como demonstrado a seguir:

$$K = 1.1 * (1 - \sin(\phi_i)) \quad 3.5$$

Norma europeia ISO 11697: 1997- Fornece os valores em tabelas. Para produtos que não constam nesta tabela o processo de obtenção se assemelha à norma europeia ENV 1991-4,

podendo ser obtidos experimentalmente sob as mesmas condições descritas na norma ENV, ou indiretamente utilizando-se a mesma fórmula da norma ENV, a equação (3.5).

$$K = 1.1 * (1 - \text{sen}(\phi_i)) \quad 3.5$$

Norma americana. ACI 313-91: 1991 – Propõe, para valores de K, a fórmula de Koenen equação (3.3). Porém esta norma utiliza os ângulos de repouso (ϕ_r) no lugar do ângulo de atrito (ϕ_i). Visto que o ângulo de repouso de modo geral é menor que o ângulo de atrito, além disso a norma sugere valores inferiores e superiores para ϕ_r de alguns produtos.

Formula de Koenen (3.3):

$$K = \frac{1 - \text{sen}(\phi_i)}{1 + \text{sen}(\phi_i)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right) \quad 3.3$$

Norma americana. ACI 313-91: 1991

$$K = \frac{1 - \text{sen}(\phi_r)}{1 + \text{sen}(\phi_r)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_r}{2}\right) \quad 3.6$$

Norma britânica BMHB: 1985- Define os valores para K, sendo um valor inferior $k_i = 0.25$ para cálculo das pressões verticais, e um valor superior $k_u = 0.60$, para cálculo das pressões horizontais. Como os valores utilizados são atribuídos, faz com que os valores sejam bem conservadores, para garantir a segurança do projeto. Além disso a norma especifica diz que, se a parede é muito rugosa, o valor superior de k_u deve ser considerado igual a 0.75

Norma alemã, DIN 1055-6: 2005- Fornece o valor de K em duas tabelas para 24 produtos diferentes, variando seus valores entre os intervalos de 0.4 a 0.65. Se o produto a ser estocado não estiver listado entre os 24 da lista, a norma propõe a obtenção deste parâmetro por meio da expressão de Jaque, com um coeficiente de segurança de 1.2, onde ϕ_i deverá ser obtido em ensaios de cisalhamento direto.

$$K = 1.2 * (1 - \text{sen}(\phi_i)) \quad 3.7$$

Segundo a norma, o fator 1.2, foi definido para garantir que em pequenas alturas do produto armazenado, ou seja, na parte superior do silo, resultem curvas de pressões mais completas.

Norma Canadense, CFBC:1983- Somente fornece o valor de k em uma tabela para 8 produtos, em função da rugosidade da parede. Para produtos granulares apresenta o valor de 0.4 para paredes lisas e 0.6 para paredes rugosas.

Norma Francesa SNBATI: 1975- Define dois valores de k, em função dos estados de carregamento e descarregamento central.

Para carregamento do silo, adota-se a seguinte expressão:

$$K = \frac{1 - \text{sen}\phi_i}{1 + \text{sen}\phi_i} * \cos^2 \phi_w \quad 3.8$$

Sendo:

$$m = \sqrt{1 - \left(\frac{\text{tg}\phi_w}{\text{tg}\phi_i}\right)^2} \quad 3.9$$

Para o descarregamento do silo, adota-se a seguinte expressão:

$$K = \cos^2 \phi_w$$

Tabela 3: Formulações para o valor de K, sugeridas por diversas normas internacionais

AS 3774 :1996	$K = \frac{1 + \sin^2(\phi_i) - 2 * \sqrt{\sin^2(\phi_i) - \mu^2 * \cos^2(\phi_i)}}{4 * \mu^2 + \cos^2(\phi_i)} \geq 0.35$	Fornecer, em tabela o valor para 23 produtos e define 4 tipos de parede.
EN 1991-4:2006	$K = 1.1 * (1 - \sin(\phi_i))$	Fornecer tabela com valores e métodos de ensaio para obter as propriedades físicas.
ISO 11697: 1997	$K = 1.1 * (1 - \sin(\phi_i))$	Fornecer valores para 5 classe de produtos.
ACI 313:1991	$K = \frac{1 - \sin \phi_r}{1 + \sin \phi_r}$	Fornecer limites inferiores e superiores para as propriedades físicas
BMHB:1985	Atribuído	Define valores para cálculo, para isso utiliza valores conservadores
DIN 1055-6:2005	$K = 1.2 * (1 - \sin(\phi_i))$	Fornecer valores para 24 produtos e possui método de ensaio para os produtos
CFBC:1983	Atribuído	Fornecer valores para oito produtos
SNBATI:1975	$K = \frac{1 - m \sin \phi_i}{1 + m \sin \phi_i} * \cos^2 \phi_w$ $m = \sqrt{1 - \left(\frac{tg \phi_w}{tg \phi_i}\right)^2}$	Define valores de k conforme a condição de operação (carregamento ou descarregamento)

Fonte: Adaptado Cheung (2007)

3.4.6 Peso volúmico γ :

O peso volúmico ou específico é definido como: a quantidade de massa de partículas sólidas dividida pelo seu volume total e multiplicado pela aceleração da gravidade ($g=9,81m/s^2$). Ou seja, é a massa de material por unidade de volume, este por sua vez pré-definido (em várias escalas de medidas possíveis). Segundo TEXEIRA (2006) as normas internacionais recomendam que os valores sejam aplicados em função dos resultados determinados em laboratório e considerando sua variação, devem ser adotados valores superiores e inferiores.

Segundo GOMES (2000), pesquisas realizadas mostram algumas variações destes valores observados em função da manipulação dos produtos e a influência da compressibilidade dos sólidos armazenados em silos. Nestes estudos, observou-se que, embora os métodos de cálculo utilizados, tais como os de Janssen e outros similares, não levem em consideração essa influência, a maioria dos produtos sólidos é relativamente compressível, afetando

significativamente os parâmetros de projeto. As Normas Americana e Alemã omitem análises resultantes da compressibilidade do produto armazenado, o que levou a concluir que o uso desses métodos, especialmente nos casos de produtos fofos com alta compressibilidade ou alto grau de consolidação, resultam em valores incorretos de tensões. A compressibilidade deve ser considerada no projeto de um silo tendo em vista os efeitos que pode causar no comportamento da estrutura.

Por isso geralmente as normas internacionais impõem limites inferiores e superiores de valores recomendado para o peso volúmico dos produtos, como também podem fornecer coeficientes de majoração e minoração por questões de segurança de projeto.

3.4.7 Coesão do produto armazenado:

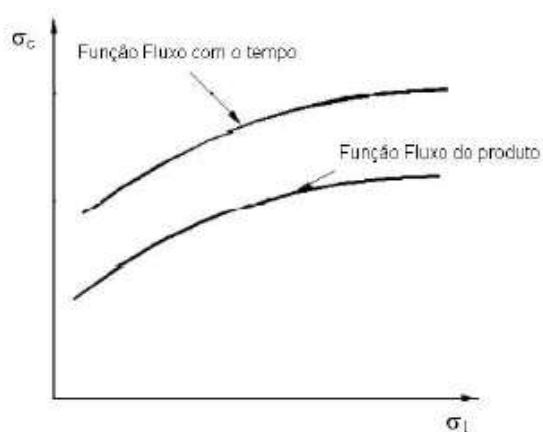
A coesão (c) é uma propriedade que varia de acordo com o grau de consolidação do material. Esse parâmetro encontra-se estendendo o lugar geométrico de deslizamento de estado estável para interceptar o eixo da tensão de cisalhamento (τ). A interseção do IYL com o eixo τ descreve a coesão de um estado não consolidado. Portanto, a coesão é a tensão de cisalhamento sob a tensão normal nula.

3.4.8 Função fluxo- FF

Segundo CALIL JÚNIOR (1990), a capacidade do produto de fluir depende da resistência desenvolvida, em virtude da consolidação e, com isso, o produto é capaz de formar um arco estável ou efeito tubo. A pressão (σ_c) de deslizamento não confinada, é um parâmetro que indica a resistência do produto em superfície livre, apresentando a função da máxima pressão de consolidação, denominada função de fluxo. A sua determinação é feita por meio do tracejamento dos pontos de tensão máxima de consolidação em função da resistência não confinada de deslizamento. Assim tem-se a função de fluxo do produto (FF) $\rightarrow \sigma_c = f(\sigma_1)$

Além disso, um outro fator que pode vir a alterar a fluidez do produto será o tempo em que este estará armazenado, pois certos materiais ao longo do tempo e na presença de umidade podem vir a modificar suas características quanto a sua capacidade de fluxo, podendo haver a obstrução do fluxo. Sendo assim, torna-se necessário determinar a função fluxo com tempo (FFt). Para isto ocorrer, a amostra destes produtos é solicitada por uma tensão de consolidação por um determinado tempo. No caso da consolidação com o tempo do produto armazenado, a tensão confinada aumenta com a duração da consolidação.

Figura 28: Função fluxo do produto



Fonte: Palma (2005)

No projeto de um silo de armazenamento, a função de fluxo (FF), e (FFt), devem ser conhecidas para prevenir problemas de fluxo. Para caracterizar o comportamento de fluxo dos produtos armazenados, a função FF é compreendida pela relação da tensão de consolidação (σ_1) pela tensão inconfined de rotura (σ_c):

$$FF = \sigma_1 / \sigma_c \quad 3.11$$

Segundo PRESCOTT (2000), a fluidez do produto armazenado não pode ser representada por um valor único ou um índice. A fluidez é o resultado da interação das propriedades físicas com os equipamentos usados para manipulação, armazenagem ou processamento do produto. Para uma análise rápida sobre os indicativos de fluidez (FF) pode se recorrer ao quadro apresentado por JENIKE (1964), para os valores limites de função de fluxo (FF).

Tabela 4: Análise da fluidez, segundo Jenike (1964)

Função Fluxo (FF)	Análise da Fluidez
FF < 2	Produtos muito coesivos
2 < FF < 4	Produtos coesivos
4 < FF < 10	Produtos que fluem facilmente
FF > 10	Produto de fluxo livre

Fonte: Adaptado Palma (2005)

Pode se concluir que quanto maior for o valor de FF, melhor será a condição de fluxo do produto armazenado. Para cada tipo de produto, este apresenta sua própria função de fluxo (FF) e função de fluxo com o tempo (FFt). Produtos que são puramente friccionais, que não apresentam coesão, são consideradas como fluxo livre, portanto não apresentam a possibilidade de ocorrer obstrução de fluxo.

3.4.9 Fator fluxo de tremonha-ff

Segundo CALIL JÚNIOR; NASCIMENTO; ARAÚJO, (1997) o fator de fluxo da tremonha (ff) é utilizado como indicativo da fluidez do canal. Quanto maior a tensão máxima de consolidação em um canal, menor a tensão principal atuando na obstrução; menor será a fluidez no canal, ou seja, quanto menor o valor do fator de fluxo menor é a fluidez do canal.

O fator de fluxo da tremonha (ff) que é diferente da função de fluxo (FF), é uma propriedade do conjunto silo-produto e sua interação, em que sua característica depende de ambas as partes. Para calcular o fator de fluxo do sistema é necessário conhecer: o efetivo ângulo e atrito interno do produto (ϕ_e), o ângulo de atrito do produto com a parede (ϕ_w), a geometria e inclinação da tremonha (α).

O cálculo do fator de fluxo (ff) supõe a solução das equações diferenciais representativas das tensões que surgem nos silos durante a descarga. Tais resoluções foram publicadas por Jenike, para silos de diferentes geometrias, na forma de gráficos denominados Gráficos de fatores de fluxo. Assim como a função de fluxo (FF), o fator de fluxo de tremonha (ff) também é usado como indicativo de fluidez dos produtos armazenados. Porém, ao contrário da função de fluxo (FF), quanto mais baixo o seu valor, melhor é a fluidez do produto. Para caracterizar o fator de fluxo da tremonha, o fator (ff) depende da relação da tensão de consolidação σ_1 pela tensão atuando onde um arco estável imaginário, formado por partículas do produto, é sustentado pelas paredes da tremonha σ_1' .

$$ff = \sigma_1 / \sigma_1'$$

3.12

4 Pressões exercidas pelos produtos armazenados

4.1 Introdução

O projeto de estabilidade de uma estrutura de armazenamento, deve ter em sua conceção uma série de considerações para ser executado. Entre elas está o conhecimento da distribuição de pressões e das tensões de corte sobre as paredes, causadas pelos produtos em armazenamento, e como elas irão se distribuir. As pressões resultantes dos produtos armazenados irão variar durante os processos de carregamento, armazenagem e descarregamento. Sendo assim, foram desenvolvidas ao longo dos anos teorias para que representem melhor esta relação entre os processos envolvendo os produtos armazenados e suas pressões resultantes nas estruturas armazenadoras.

As pressões exercidas pelos produtos armazenados no silo que as suportam, podem ser compreendidas como: devido ao carregamento inicial; devido ao fluxo dos produtos armazenados que geram pressões extras e devido as pressões que aparecem entre a transição dos dois estados (armazenamento e fluxo). A descrição destes processos, e como eles influenciaram no estado de tensão resultante será compreendido no decorrer deste capítulo.

De acordo com CALIL (1990) a pressão nas paredes é função de três conjuntos de parâmetros:

- 1- Propriedades do produto armazenado;
- 2- Propriedades geométricas e estruturais do silo;
- 3- O modo de operação.

Como esses parâmetros apresentam variações em suas medidas em escala temporal e espacial, impedem que haja resultado preciso. Por isso as normas internacionais utilizam limites inferiores e superiores para as propriedades dos produtos. Dessa forma é possível considerar a condição mais desfavorável e a maior sollicitação sobre a estrutura. No cálculo das pressões atuantes, é sempre recomendável prever as piores situações de pressão que o silo estará sujeito em sua vida útil, minimizando assim as chances de erros de projeto, alcançando uma maior confiança nos resultados obtidos.

Tabela 5: Fatores que afetam a predição de pressões nas paredes dos silos

Propriedades dos produtos armazenados	Características dos silos (sistema)	Modos de operação (ações)
Peso específico	Altura de carga	Vazão de carga
Ângulo de atrito interno	Seção transversal	Vazão de descarga
Ângulo de atrito com a parede	Geometria da descarga	Fluxo
Forma, dimensão e distribuição da partícula	Obstruções internas	Carregamento
	Disposição do silo (horizontal, ou vertical)	Descarga
Resistência elástica e cisalhante		
Coesão		
Consolidação	Esbelteza do silo	Excentricidade de descarga
Umidade	Rigidez na parede	
Temperatura	Rugosidade da parede	

Fonte: Adaptado Calil (1990)

Como a sociedade se tornou mais dependente deste tipo de estrutura de armazenamento, o seu interesse ainda persiste no aperfeiçoamento da ciência que envolve estas estruturas e seus comportamentos. No estudo das pressões para estrutura de armazenamento, 3 fatores preponderantes fazem com que se tornem uma necessidade da comunidade científica e da sociedade contemporânea:

O primeiro é económico, pois este tipo de estrutura, como a grande maioria de obras da engenharia civil, está buscando custo associado mais baixo, com o intuito de viabilizar a construção deste tipo de estruturas e em mais localidades possíveis atendendo a demanda e regiões carentes.

O segundo é o científico, pois ao longo do último século foram estudados e pesquisados os comportamentos dos materiais armazenados, assim como as estruturas armazenadoras e o estudo das pressões associada a eles. Isto com o intuito de que haja uma uniformidade em relação a forma de se projetar estas estruturas, sem que haja um número grande de colapsos ou problemas quanto a sua funcionalidade.

O terceiro é o social, visto que as estruturas de armazenamento podem ser de extrema importância para certos países, ou regiões isoladas geograficamente em que haja dificuldade de abastecimento de alimentos ou materiais, ou seja, lugares que necessitam ter estoques de um produto, qualquer que seja a sua natureza ou funcionalidade. Por isso para muitas regiões as estruturas de armazenamento são uma necessidade primordial para a sobrevivência da comunidade associada.

4.2 Teorias de pressões estáticas e pressões de fluxo:

Segundo CHEUNG (2007), as pressões geradas nos silos irão depender dos processos operacionais submetidos aos produtos armazenados. Para cada um dos processos existe um tipo de comportamento para o silo, sendo primordial separar cada etapa operacional para efetuar análises estruturais. De acordo com GOMES (2000) as pressões podem ser classificadas como pressões estáticas e pressões dinâmicas (fluxo).

Para compreendermos melhor o comportamento dos produtos armazenados em relação a sua pressão exercida nas paredes laterais dos silos, torna-se indispensável o conhecimento sobre o campo de tensões exercido por estes produtos. Na condição de carregamento inicial e com a boca de descarga fechada, o campo de tensões exercida pelos produtos armazenados é totalmente diferente da condição de esvaziamento, com a boca de descarga aberta. Nesta última condição as cargas atuantes como o campo de pressão exercido estão sob condições dinâmicas. Esta diferença entre os campos de tensão submetidos pelos produtos armazenados, entre as situações de carregamento e descarregamento, leva a formação de picos de pressões consideráveis que atuam nas paredes do silo quando a situação de fluxo é obtida.

Pressões estáticas: são aquelas exercidas pelo produto em repouso no interior do silo atuantes sobre as paredes e o fundo da célula. Quando a célula se encontra cheia ou abastecida, o peso dos produtos armazenados é suportado pelo fundo da célula, com a contribuição das suas paredes laterais (em forma de atrito). As pressões que se posicionam na perpendicular as paredes laterais, são denominadas pressões horizontais ou pressões laterais, enquanto as pressões paralelas as paredes são denominadas pressões verticais.

Pressões dinâmicas ou de pico: são as pressões exercidas nas paredes durante processo de esvaziamento e carregamento das estruturas armazenadoras, também são compreendidas como pressões ativas e passivas, apresentando pressões superiores às estáticas.

As pressões exercidas pelos produtos armazenados nas estruturas armazenadoras, também são influenciadas pelos parâmetros físicos dos produtos e sua natureza. As propriedades como o ângulo de atrito interno, ângulo efetivo de atrito interno, ângulo de atrito com a parede, peso específico, podem mudar as relações dos estados de tensão submetidos à estrutura armazenadora. Desta forma, a análise primária do produto a ser armazenado se faz essencial para a análise dos estados de tensões a qual a estrutura estará submetida.

4.2.1 Teoria de JANSSEN:

Um dos trabalhos mais importantes no estudo das pressões em silos foi desenvolvida por JANSSEN (1895) na Alemanha. Janssen propôs a teoria do método da camada elementar, a qual considera o equilíbrio da massa de um produto em repouso, e a contribuição do atrito lateral desenvolvido nas paredes. Esta teoria só é válida para condições de carregamento e continua sendo utilizada até os dias de hoje pela maioria das normas internacionais vigentes para o dimensionamento de silos e para cálculo de pressão estática ou inicial de carregamento em silos de seção cilíndrica e poligonais. Esta teoria pode ser usada até mesmo para cálculo de pressões dinâmicas, utilizando se coeficientes de sobrepressões aos valores obtidos nas condições estáticas.

Os pilares que sustentam esta teoria, são baseadas nas seguintes hipóteses:

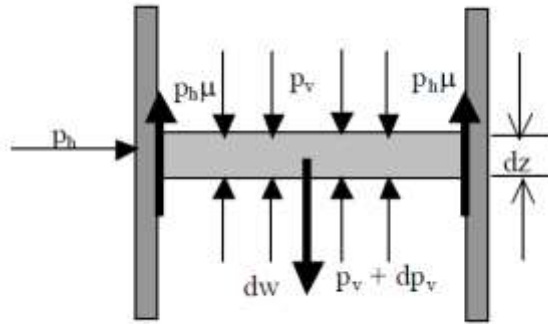
- a) O valor de ϕ_w (ângulo de atrito do produto com a parede) é constante;
- b) O peso específico (γ) do produto é uniforme;
- c) As pressões horizontais (p_h) são constantes em superfícies horizontais;
- d) As paredes dos silos são totalmente rígidas
- e) A relação entre as pressões horizontais e verticais,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

$$K = \frac{p_h}{p_v} \quad 4.1$$

O valor empírico de k como visto anteriormente na equação 3.3, é de:

$$K = \frac{1 - \text{sen}(\phi_i)}{1 + \text{sen}(\phi_i)} = \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_i}{2}\right) \quad 4.2$$

Figura 29: Fatia elementar adotada por Janssen



Fonte: Freitas (2001)

Fórmula de Janssen para o cálculo teórico da **pressão horizontal**:

$$p_h = \frac{\gamma R}{\mu'} * (1 - e^{-\mu k z / R}) \quad 4.3$$

Fórmula de Janssen para o cálculo teórico da **pressão vertical**:

$$p_v = \frac{\gamma * R}{k * \mu} * (1 - e^{-\mu k z / R}) = \frac{p_h}{K} \quad 4.4$$

Fórmula de Janssen para o cálculo teórico da **pressão de atrito** com a parede:

$$p_{wf} = \gamma * R * (1 - e^{-\mu k z / R}) \quad 4.5$$

$$p_{wf} = \mu * p_h \quad 4.6$$

Onde:

$p_h(z)$ é a pressão horizontal atuando sobre a seção transversal do produto armazenado na profundidade z ;

γ é o peso específico do produto, ou peso volúmico;

R raio hidráulico

μ Coeficiente de atrito da parede, obtido por meio do ângulo de atrito com a parede (ϕ_w), sendo $\mu = \text{tg}(\phi_w)$ equação (3.1);

K relação entre a pressão horizontal e vertical;

z é a distância da superfície superior do produto armazenado ao ponto onde se quer calcular a pressão;

A pressão de atrito p_w causa esforços de compressão na parede e pode ser integrada verticalmente para o cálculo da força de compressão resultante sobre a parede $P_w(z)$ por unidade de perímetro de parede à profundidade z :

$$P_w(z) = \mu \int p_h dz = \frac{\gamma A}{U} * \left[z - \frac{A}{\mu K U} \left(1 - e^{-\frac{\mu K U}{A} z} \right) \right] = \frac{A}{U} * (\gamma z - p_v) \quad 4.7$$

Os experimentos de Janssem para comparação a sua fórmula teórica foram realizados em silos quadrados, com relações altura/lado variando entre 5 a 15, ou seja, silos considerados altos ou esbeltos.

4.2.2 Teoria de RANKINE:

Ao publicar sua teoria, RANKINE (1857) estudou o estado de tensão dentro de um maciço regular, macio, não coesivo. Verificou que as pressões verticais e horizontais que atuam dentro do elemento, a dada profundidade z , consistem em um par conjugado de tensões. Sendo assim, e considerando as propriedades do círculo de Mohr representativo do estado e rutura do maciço, podem se calcular os coeficientes de empuxo passivo e ativos para um terraplano horizontal, a partir das componentes normal e cortante. O empuxo passivo ocorre quando o muro de contenção se movimenta em encontro ao maciço granular. Analogamente, o impulso ativo ocorre quando o muro de contenção sofre movimento lateral suficientemente grande no sentido de se afastar do maciço granular.

Este método baseia se nas seguintes hipóteses:

O maciço é de natureza puramente friccional;

A superfície do terreno é horizontal;

O paramento é vertical e rígido;

É nulo o atrito entre o solo e o paramento.

Os valores de p_a (impulso ativo) e p_p (impulso apassivo), podem ser calculados em função de p_v , sendo assim a relação p_a/p_v e p_p/p_v são denominados respetivamente k_a (coeficiente de impulso ativo) k_p (coeficiente de impulso passivo).

Deformações horizontais de tração situação ativa, impulso dado por:

$$p_a = K_a * p_v = K_a * \gamma * z * \cos(\phi_r) \quad 4.8$$

Deformações horizontais de compressão situação passiva, impulso dado por:

$$p_p = K_p * p_v = K_p * \gamma * z * \cos(\phi_r) \quad 4.9$$

p_v é a pressão vertical na profundidade em questão;

ϕ_r é o ângulo de repouso;

A teoria de Rankine, estabelece que as pressões verticais variam linearmente com a profundidade e , os valores dos empuxos ativo e passivo por unidade de largura de uma estrutura de arrimo de altura h , é dada pela relação das seguintes equações:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_a * \cos(\phi_r) \quad 4.10$$

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_p * \cos(\phi_r) \quad 4.11$$

Em que K_a e K_p são dadas pelas equações:

$$K_a = \frac{\cos(\phi_r) - \sqrt{\cos^2(\phi_r) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\phi_r) + \sqrt{\cos^2(\phi_r) - \cos^2(\phi)}} \quad 4.12$$

$$K_p = \frac{\cos(\phi_r) + \sqrt{\cos^2(\phi_r) - \cos^2(\phi_r)}}{\cos(\phi_r) + \sqrt{\cos^2(\phi_r) - \cos^2(\phi_r)}} \quad 4.13$$

De acordo com HEZEL (2007), Rankine subdividiu as formulações para as pressões horizontais e verticais para dois casos distintos. O primeiro considera que a superfície de topo do produto armazenado é horizontal. Neste caso a pressão horizontal (p_h) estática na profundidade (z), pode ser dada pela equação:

$$p_h = K * \gamma * z \quad 4.14$$

Em que o parâmetro K é definido por:

$$K = \frac{1 - \sin(\phi_r)}{1 + \sin(\phi_r)} \quad 4.15$$

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

$$p_v = \gamma * z \quad 4.16$$

No segundo caso, Rankine considera a superfície do produto armazenado com inclinação igual ao ângulo de repouso (ϕ_{wr}). Para esse caso a pressão horizontal estática na profundidade z , pode ser expressa como na equação:

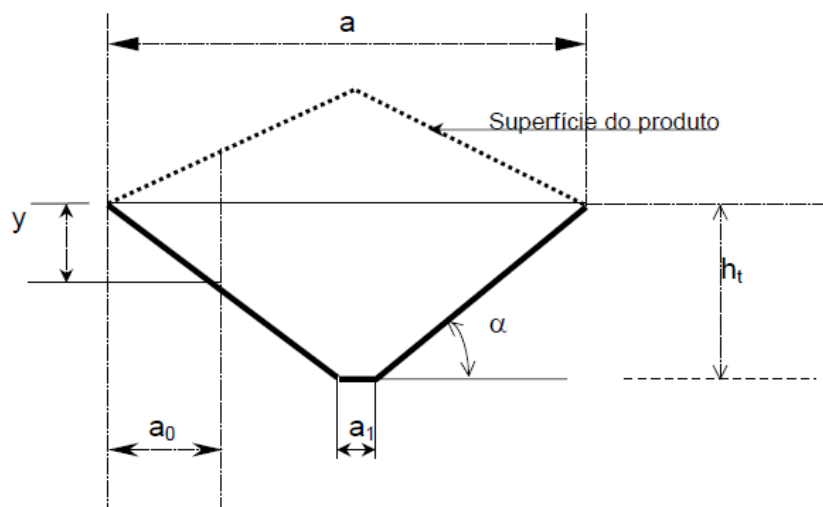
$$p_h = \gamma * z * \cos^2(\phi_r) \quad 4.17$$

A pressão vertical é dada pela equação:

$$p_v = \gamma * (z + a_0 * \tan(\phi_r)) \quad 4.18$$

Em que o parâmetro a_0 é definido como a distância geométrica para cálculo da pressão conforme a figura (30) a seguir:

Figura 30: Silos tremonha - Diagrama de pressão lateral de acordo com a teoria de Rankine.



Fonte: Gomes (2000)

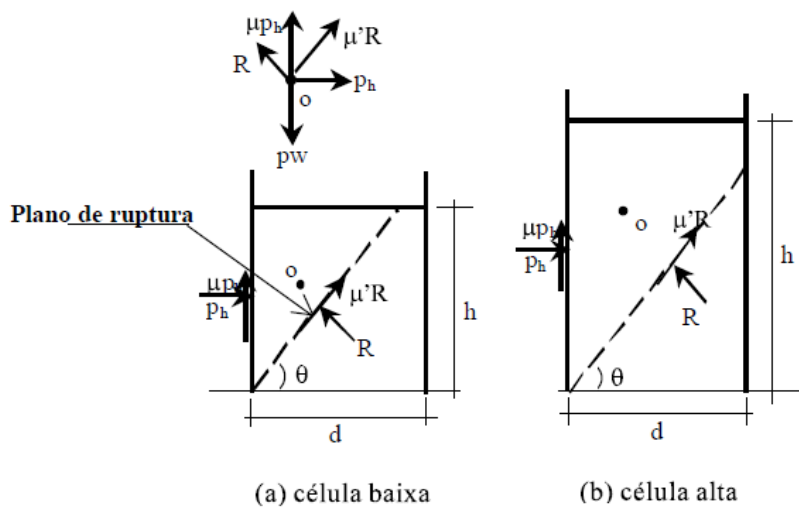
4.2.3 Teoria de AIRY:

Como apresentado no capítulo 2, Airy foi o primeiro a fazer a distinção entre silos altos e baixos. O seu modelo de cálculo é descrito por estabelecer o equilíbrio de uma cunha de espessura unitária, em que as forças atuantes são; o peso da cunha, a reação da massa do material restante atuando na superfície livre de deslizamento, limitada por um plano de rotura de inclinação θ , da qual a resistência ao deslizamento deve estar totalmente mobilizada, e a reação da parede sobre a massa, ensilada. Os dois casos considerados para células altas e baixas, nos mostra que nas células baixas o plano de rotura não intercepta a parede, e outro, onde o plano intercepta a parede do silo no lado oposto. Para cada um destes tipos de silos determinou se expressões para as pressões horizontais geradas pelo armazenamento sobre as paredes da estrutura, em função dos parâmetros físicos dos produtos armazenados. Além disso Airy analisou o caso específico de silos horizontais e seus estados de tensões.

A condição que definirá a análise se a célula será baixa ou alta, é a relação h_L , que é calculado pela expressão:

$$h_L = d \left[\mu' + \sqrt{\mu' * \left(\frac{(1 + (\mu')^2)}{\mu + \mu'} \right)} \right] \quad 4.19$$

Figura 31: Modelo de Airy para pressões em silos



Fonte: Adaptado Freitas (2001)

A análise feita por Airy em relação ao equilíbrio, foi construída para determinar a força p_h em função da profundidade h . Por meio da diferencial de p_h em função de h para encontrar p_h (pressão horizontal):

$$p_h = \frac{dp_h}{dh} \quad 4.20$$

a) Para os silos baixo (caso 1); tem se a condição $h < h_L$

A pressão normal à parede da estrutura armazenadora à profundidade z é dada por:

$$p_h(z) = \gamma z \left[\frac{1}{\sqrt{\mu * (\mu + \mu')} + \sqrt{1 + \mu^2}} \right]^2 \quad 4.21$$

Como descrito na expressão 4.1, a relação da pressão vertical e horizontal é dada por:

$$p_v = \frac{p_h}{K}$$

Onde:

μ - Coeficiente de atrito do produto com a parede;

γ - Peso específico do produto;

μ' - Coeficiente de atrito no plano de rotura;

z - Profundidade abaixo da superfície;

b) Para os silos altos (caso 2); temos a condição $h \geq h_L$

A pressão normal à parede a uma profundidade z é determinada por:

$$p_h(z) = \frac{\gamma * d}{\mu' + \mu} \left[1 - \frac{\sqrt{1 + \mu^2}}{\sqrt{\frac{2z}{d} * (\mu + \mu') + 1 - \mu\mu'}} \right] \quad 4.22$$

Novamente a pressão vertical será obtida por meio da expressão 4.1

$$p_v = \frac{p_h}{K}$$

4.2.4 Teoria de M. E A. REIMBERT para células baixas:

Os irmãos Marcel e André Reimbert em 1953 calcularam as pressões estáticas devido ao produto armazenado, por meio de dados experimentais e deduções teóricas. A formulação obtida tem como hipótese, que a grandes profundidades z , a curva de pressão horizontal fica assintótica ao eixo vertical, e, a esta profundidade em estudo a pressão horizontal alcança um pico máximo. O produto armazenado apresenta uma lâmina em que a pressão atuante em sua face superior tem que ser igualada às pressões exercidas na sua face inferior, conferindo equilíbrio nesta lâmina de produto. Logo o peso da lâmina do produto é equilibrado pelo atrito deste com a parede, ver figura (32). Sendo assim os irmãos Reimbert equacionaram as pressões da seguinte forma:

$$p_v = \gamma \left[z * \left(\frac{z}{C_v} + 1 \right) + \frac{h_s}{3} \right] \quad 4.23$$

$$q = \left(\gamma z - \frac{p_h}{K} \right) * R \quad 4.24$$

$$p_h = p_{max} \left[1 - \left(\frac{z}{C_h} + 1 \right)^{-2} \right] \quad 4.25$$

Em que (p_{max} ; C_v ; C_h) são dados pelas equações:

$$p_{max} = \frac{\gamma R}{tg\mu} \quad 4.26$$

$$C_v = \frac{a'}{\pi * tg\mu * tg^2(45^\circ - \frac{\mu}{2})} - \frac{h_s}{3} \quad 4.27$$

$$C_h = \frac{R}{\pi * tg\mu * tg^2(45^\circ - \frac{\mu}{2})} - \frac{h_s}{3} \quad 4.28$$

Sendo:

p_v – Pressão vertical à profundidade z ;

p_h – Pressão horizontal à profundidade z ;

p_{max} – Pressão máxima horizontal;

$C_v; C_h$ – Constantes que dependem da forma do silo e do material

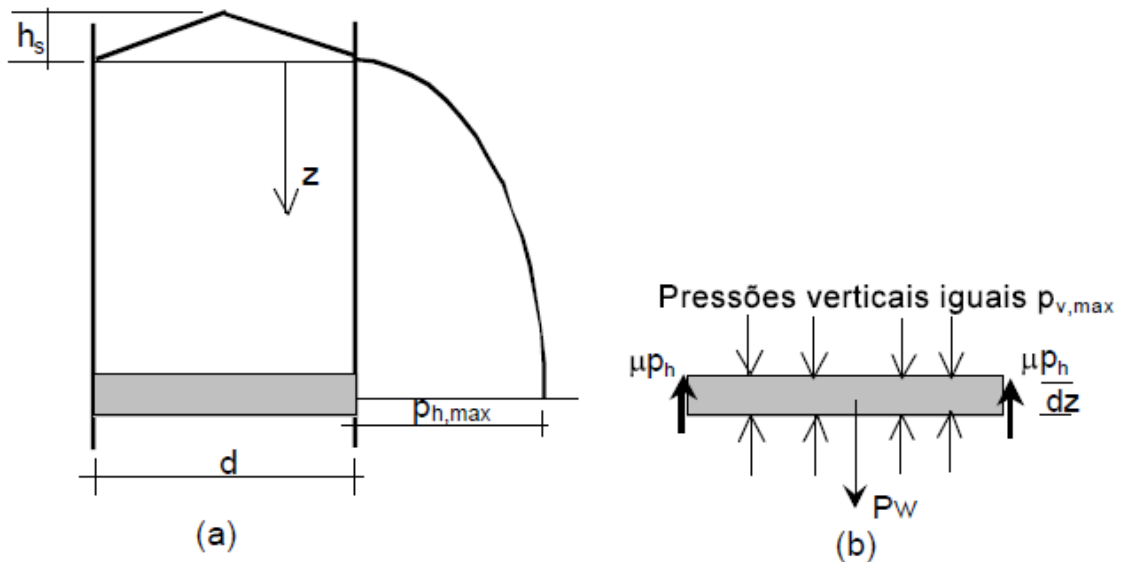
$a' = \frac{2ab - a^2}{b}$ em que a, b são dimensões do silo.

A força de atrito por unidade de perímetro P_w é calculada assim como na fórmula referente a teoria de Janssen demonstrada pela equação 4.7:

$$P_w(z) = \mu_w \int p_h dz = \frac{\gamma A}{U} * \left[z - \frac{A}{\mu KU} \left(1 - e^{-\frac{\mu KU}{A}} \right) \right] = \frac{A}{U} * (\gamma z - p_v) \quad 4.7$$

A diferença entre as formulações de A & M Reimbert e a fórmula de Janssen é que a forma da pressão horizontal P_h é hiperbólica em vez de exponencial como na fórmula de Janssen.

Figura 32: Modelo de A&M Reimbert para obtenção das pressões



Fonte: Adaptado Freitas (2001)

4.2.5 Teoria de WALKER:

Em 1966 na Inglaterra, Walker desenvolveu sua teoria sobre o fluxo de produtos para silos com fluxo de massa. Sua teoria baseia-se na formulação feita por Janssen sobre as forças que atuam na camada elementar. Sua constatação foi que na tremonha o produto é considerado sobreconsolidado, o que possibilita a formação de arcos (obstrução).

Pressões estáticas no corpo do silo:

Walker considerou o estado inicial de pressões no corpo do silo como um campo ativo de Rankine, mas com o parâmetro K, calculado com o efetivo ângulo de atrito interno. Sendo as pressões estáticas do corpo do silo e o parâmetro k:

$$p_{vc,e} = \gamma * z \quad 4.29$$

$$p_{hc,e} = K * p_{vc,e} \quad 4.30$$

Em que K:

$$K = \frac{1 - \text{sen}\phi_e}{1 + \text{sen}\phi_e} \quad 4.31$$

Pressões na tremonha em condições estáticas:

Na teoria de Walker, no campo das tensões estáticas nas tremonhas, admite-se que a tensão principal é a vertical, sendo assim pode-se considerar dois casos possíveis:

Caso 1: se $\text{sen}\phi_e \geq \frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}(\phi_w+2\alpha)}$, as pressões na tremonha serão calculadas por:

$$p_{nt,e} = \gamma * z \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\phi_w} \quad 4.32$$

$$p_{tt,e} = p_{nt,e} * tg\phi_w = p_{nt,e} * \mu \quad 4.33$$

Caso 2: se $\text{sen}\phi_e \leq \frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}(\phi_w+2\alpha)}$, as pressões na tremonha serão calculadas por:

$$p_{nt,e} = \gamma * z \frac{1 - \text{sen}\phi_e * \cos 2\alpha}{1 + \text{sen}\phi_e} \quad 4.34$$

$$p_{tt,e} = \gamma * z \frac{\text{sen}\phi_e * \text{sen} 2\alpha}{1 + \text{sen}\phi_e} \quad 4.35$$

Pressões de descarga no corpo do silo:

Walker assume para as pressões dinâmicas de descarga, que o campo ativo de Rankine estabelecido durante o carregamento é alterado, devido ao atrito entre o material e a parede. Walter estabelece que as pressões verticais e horizontais seguem a mesma formulação de cálculo empregada por Janssen salvaguardando o fator μK dado por:

$$\mu K = \frac{\text{sen}\phi_e * \cos \epsilon_1}{1 - \text{sen}\phi_e * \cos \epsilon_1} \quad 4.36$$

Onde ε_1 :

$$\varepsilon_1 = \frac{\pi}{2} + \phi_w + \cos^{-1} \frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}\phi_e} \quad 4.37$$

Pressões de descarga na tremonha:

Walter admitiu que os produtos por estarem em deslizamentos provocam a maior campo de pressão possível nas paredes da tremonha. Esta pressão é dada por:

$$\frac{p_{nt,d}}{p_{nt,d}} = \frac{1 + \text{sen}\delta * \text{cos}\varepsilon_2}{1 - \text{sen}\delta * \text{cos}(2\beta + \varepsilon_2)} \quad 4.38$$

Em que ε_2 é dado por:

$$\varepsilon_2 = \phi_w + \text{sen}^{-1} \frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}\delta} \quad 4.39$$

Considerando o equilíbrio das forças verticais para uma dada camada horizontal de material armazenado a uma distância z_0 acima do vértice da tremonha, e, assumindo que a pressão vertical é uniformemente distribuída, tem se a equação:

$$p_{vt,d} = \frac{Y * h_{cn}}{(K_w - 1)h_{cn}} * \frac{z'}{h_{cn}} + \left(P_{vt,r} \frac{Y * h_{cn}}{(K_w - 1)} \right) * \left(\frac{z'}{h_{cn}} \right)^{K_w} \quad 4.40$$

Em que K_w é dado por:

$$K_w = \frac{1 + m}{\text{tg}\alpha} * \frac{\text{sen}\phi_e * \text{sen}(2\alpha + \varepsilon_2)}{1 - \text{sen}\phi_e * \text{cos}(2\alpha + \varepsilon_2)} \quad 4.41$$

Para estas equações, os parâmetros utilizados estão descritos a seguir:

$m = 0$ para tremonhas de formato de cunha;

$m = 1$ para tremonha em forma de cone ou pirâmides;

z' = distância a partir vértice da tremonha;

h_{cn} = altura do cone (tremonha cónica)

β = o ângulo da parede da tremonha com a vertical;

δ = o ângulo de atrito interno;

$p_{vt,r}$ = a pressão vertical de transição

4.2.6 Teoria de WALTERS:

A teoria de Walters em 1973 aprofunda o estudo realizado por Walker em 1966 para silos com fluxo de massa. Esta teoria define que as pressões no corpo do silo sejam baseadas na teoria de Janssen, ou seja, no equilíbrio de uma parcela horizontal. Porém, esta teoria varia à Janssen, no que diz respeito a tensão vertical na seção transversal, pois na teoria de Walters esta tensão não é necessariamente constante.

Esta teoria apresenta uma vantagem no que diz respeito a simplicidade de sua aplicação, pois é necessário apenas a determinação do ângulo e atrito com a parede e do efetivo ângulo de atrito interno para poder utilizar as equações:

$$2\alpha < \pi - \phi_e - \phi_w - \cos^{-1} \left(\frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}\phi_e} \right) \quad 4.42$$

$$2\alpha < \phi_e - \phi_w + \cos^{-1} \left(\frac{\text{sen}\phi_w}{\text{sen}\phi_e} \right) \quad 4.43$$

Segundo WALTERS (1973), os valores de α que ultrapassarem esses limites não são considerados, pois o fluxo de massa não irá ocorrer para estas condições. Portanto, a aplicação desta fórmula se restringe a algumas situações de pequena inclinação de tremonha, logo não se pode aplicar a maioria dos casos em termos práticos.

Pressões estáticas no corpo do silo

$$p_{vce}(z) = \frac{1}{4 * BDce} * (1 - e^{-4BDce.z1}) \quad 4.44$$

$$p_{hce}(z) = \frac{1}{4 * tg\phi_w} * (1 - e^{-4BDce.z1}) \quad 4.45$$

$$p_{wce}(z) = \frac{1}{4} * (1 - e^{-4BDce.z1}) \quad 4.46$$

Na quais:

$$BDce = \frac{tg\phi_w * \cos^2\phi_e}{(1 + \text{sen}^2\phi_e) + 2 * \xi * \text{sen}\phi_e} \quad 4.47$$

$$\xi = \left[\frac{2 * (1 - (1 - \nu)^{\frac{3}{2}})}{3 * \nu} \right] \quad 4.48$$

$$\nu = \left(\frac{tg\phi_w}{tg\phi_c} \right)^2 \quad 4.49$$

Pressões dinâmicas no corpo do silo

$$p_{vcd}(z) = \frac{1}{4 * BDcd} * (1 - e^{-4BDcd.z1}) \quad 4.50$$

$$p_{hcd}(z) = \frac{1}{4 * tg\phi_w} * (1 - e^{-4BDcd.z1}) \quad 4.51$$

$$p_{wcd}(z) = \frac{1}{4} * (1 - e^{-4BDcd.z1}) \quad 4.52$$

Na quais:

$$BDcd = \frac{tg\phi_w * \cos^2\phi_e}{(1 + \text{sen}^2\phi_e) - 2 * \xi * \text{sen}\phi_e} \quad 4.53$$

Os valores para ξ ; ν ; são iguais aos valores obtidos para as pressões estáticas.

Pressões de transição:

Para as pressões de transição entre as condições estáticas e dinâmicas, Walters sugeriu utilizar a relação $\frac{BDcd}{BDce}$, como um fator de segurança aplicado às pressões ao longo da parede, para determinar os picos de pressão existentes na mudança de comportamento. Sendo assim temo se:

$$p_{h_{tr,c}} = \frac{BDcd}{BDce} * P_{hce}(h_{tr}) \quad 4.54$$

Pressões na tremonha em condições estáticas

$$p = \frac{1 - 2 * z_2 * tg\alpha}{2 * tg\alpha(x - 1)} [1 - (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x-1)}] + p_{vce} * (h_{tr}) * (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x)} \quad 4.55$$

$$p_{vte} = \frac{1 - 2 * z_2 * tg\alpha}{2 * tg\alpha(x - 1)} [1 - (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x-1)}] + p_{vce} * (h_{tr}) * (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x)} \quad 4.56$$

$$p_{te} = \frac{\text{sen}\phi_e * \text{sen}(2\beta_e)}{1 - \text{sen}\phi_e * \cos(2\alpha + 2\beta_e)} * D_{te} * p_{vte}(z_2) \quad 4.57$$

$$p_{nte} = \frac{p_{te}}{tg\phi_w} \quad 4.58$$

Pressões na tremonha em condições dinâmicas:

$$p_{vtd} = \frac{1 - 2 * z_2 * tg\alpha}{2 * tg\alpha(x - 1)} [1 - (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x-1)}] + p_{vtd} * (h_{tr}) * (1 - 2 * z_2 * tg\alpha)^{(x)} \quad 4.59$$

$$p_{td} = \frac{\text{sen}\phi_e * \text{sen}(2\beta_e)}{1 - \text{sen}\phi_e * \cos(2\alpha + 2\beta_e)} * D_{td} * p_{vtd}(z_2) \quad 4.60$$

$$p_{ntd} = \frac{p_{td}}{tg\phi_w} \quad 4.61$$

4.2.7 Teoria de CARSON & JENKYN

Com a ocorrência de inúmeros acidentes envolvendo silos, em sua maioria devido a incorreta interpretação das condições de carregamento pelos projetistas, em 1993 CARSON E JENKYN, descrevem os procedimentos a serem adotados para projetar estruturas de armazenamento.

Segundo eles, se o ponto em que o silo é carregado coincide com a linha central do mesmo, as cargas geradas nas paredes laterais dos silos serão, em situações normais, menores que as cargas geradas pelo fluxo dos produtos, sendo assim, de menor interesse do ponto de vista do

projetista. Se o projetista tiver interesse em considerar estas cargas, deve se utilizar a formulação proposta por Janssen, porém utilizando o fator $K=0,4$

Se o caso em questão for de tremonha cônicas, com fluxo que ocorre durante a descarga de qualquer tipo, as pressões iniciais (estáticas) ou de carregamento que atuam nas paredes da estrutura armazenadora são dadas por:

$$p_n = \gamma \left[\frac{h_{cn} - z'}{n_i} + \left(\frac{p_v}{\gamma} - \frac{h_{cn}}{n_i} \right) * \left(1 - \frac{z'}{h_{cn}} \right)^{n_i+1} \right] \quad 4.62$$

$$n_i = 2 * \left(1 - \frac{tg\phi_w}{tg\alpha} \right) - 3 \quad 4.63$$

Em que:

z' = inicia a partir do vértice da tremonha com valor nulo;

p_v = dado pela equação de Janssen com $K=0.4$ e z = transição;

Para silos que apresentam fluxo de massa, o equacionamento recomendado por CARSON & JANKYN (1993) é dado por:

$$p_n = \gamma * K_f * \left[\frac{h_{cn} - z'}{n_f} + \left(\frac{p_v}{\gamma} - \frac{h_{cn}}{n_f} \right) * \left(1 - \frac{z'}{h_{cn}} \right)^{n_f+1} \right] \quad 4.64$$

$$K_f = \frac{1}{\left[1.5 * \left(1 + \frac{tg\phi_w}{tg\alpha} \right) - \frac{1}{6 * \left(\frac{\sigma'}{\gamma B} \right) * tg\alpha} \right]} \quad 4.65$$

$$n_f = 2 * K_f * \left(1 - \frac{tg\phi_w}{tg\alpha} \right) - 3 \quad 4.66$$

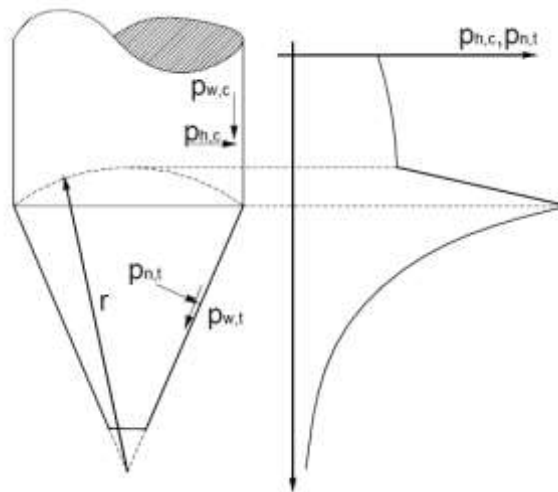
Onde:

p_v = dado pela equação de Janssen com $K=0.25$ e z = transição;

$\frac{\sigma'}{\gamma B}$ = dado pelo gráfico do Boletim 123 de Jenike (1964)

Por causa da rápida mudança do estado de tensão que ocorre entre a tremonha e o corpo do silo com a tremonha, é esperado um aumento de pressão sobre a parede vertical do corpo do silo. Considerando essa possibilidade, recomenda se que o pico máximo de pressão seja estendido ao longo da parede vertical, como mostra a figura (33) a seguir. CARSON E JENKYN (1993) propõem o seguinte procedimento: Primeiramente, desenhar um arco circular centrado no vértice teórico da tremonha cônica, passando pela linha da base do cone (tremonha). A altura do ponto mais alto do arco é aproximadamente a máxima altura que o pico de pressão alcançaria. A distribuição de pressão abaixo desta altura pode ser considerada linear.

Figura 33: Pico de pressão em tremonha com fluxo de massa



Fonte: Adaptado Carson e Jenkyn (1993).

Para silos que apresentam fluxo de funil, consideram-se que as tensões de projeto que atuam nas paredes da tremonha, são as mesmas das condições de carregamento. Essa abordagem presume que a boca de saída da tremonha tenha tal dimensão que a ocorrência de obstrução de fluxo seja descartada. Para silos com fluxo de funil, podem considerar-se as 2 situações a seguir:

1ª Se o canal de fluxo não intercepta a parede do silo, é correto assumir que as pressões que atuam nas paredes do corpo do silo serão as mesmas do carregamento prevista por Janssen, utilizando $K=0.4$;

2ª Se o canal de fluxo intercepta a parede do silo na mesma altura em toda a circunferência, então ele é centrado e pode-se assumir o campo de tensão de Janssen da efetiva transição;

Na efetiva transição, existe um aumento rápido da pressão na parede devido à convergência pela qual o produto armazenado está passando. No interior do canal de fluxo podem-se considerar que as pressões submetidas por este, está a variar como se fosse um fluxo de massa, porém com ângulo referente ao canal de fluxo e com o ângulo de atrito com a parede, substituído pelo ângulo de atrito interno. Desta maneira, não se consegue definir exatamente as distribuições de pressões reais nas paredes, no entanto essa abordagem é um tanto conservadora pois adota que o campo de tensão submetido às paredes possui a mesma pressão que atua no canal de fluxo.

4.3 Pressões estáticas e pressões de fluxo segundo o Eurocódigo:

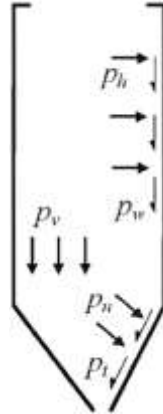
As normas internacionais definiram as fórmulas mais adequadas para se calcular o parâmetro k . Também prevêem formas de cálculo distintas, quanto as pressões exercidas pelos produtos em armazenamento, sendo elas baseadas em diferentes teorias de pressões para silos descritas anteriormente. Serão enfatizadas apenas as formulações feitas pelo Eurocódigo, devido ao fato de ter sido utilizada essa formulação para realizar o caso prático demonstrado a seguir nos próximos tópicos.

4.3.1 Cargas nas paredes verticais:

Cargas nas paredes verticais devido ao enchimento:

Os valores de pressão horizontal p_{hf} , pressão de atrito na parede p_{wf} e pressão vertical p_{vff} a qualquer profundidade após o processo de enchimento e durante o armazenamento, são:

Figura 34: Pressões nas paredes do silo e tremonha



Fonte: EN 1991-4 (2006)

$$p_{hf}(z) = p_{ho} * Y_j(z) \quad 4.67$$

$$p_{wf}(z) = \mu * p_{ho} * Y_j(z) \quad 4.68$$

$$p_{vff}(z) = \frac{p_{ho}}{K} * Y_j(z) \quad 4.69$$

Em que.

$$p_{ho} = \gamma * K * z_0 \quad 4.70$$

$$z_0 = \frac{1}{K * \mu} * \frac{A}{U} \quad 4.71$$

$$Y_j(z) = 1 - e^{-z/z_0} \quad 4.72$$

Sendo:

γ valor característico do peso volúmico

μ valor característico do coeficiente de atrito da parede quando o sólido desliza pela parede vertical;

z Profundidade abaixo da superfície equivalente do sólido;

K o valor característico da razão da pressão lateral;

A área da seção do silo;

z_0 Profundidade característica de Janssen

U o perímetro interno da seção do silo;

$Y_j(z)$ Função de variação de profundidade de pressão (Janssen)

Carga livre:

A carga livre deve ser usada de modo a representar um carregamento acidentalmente assimétrico, associado a excentricidades e imperfeições durante o processo de enchimento.

Porém segundo a norma, silos de classe 1 ou silos que não apresentem excentricidades não necessitam desta consideração. Os silos que possuem classe 2 ou 3 e que apresentem excentricidade, são necessários os acréscimos de pressão.

$$p_{pf}(z) = C_{pf} * p_{hf} \quad 4.73$$

Da qual:

$$C_{pf} = 0.21 * C_{op} * [1 + 2 * E^2] * (1 - \exp\{-1.5 * \left[\left(\frac{h_c}{d_c}\right) - 1\right]\}) \quad 4.74$$

$$E = \frac{2 * e_f}{d_c} \quad 4.75$$

Em que:

C_{pf} Coeficiente de pressão adicional estática, dada a condição $C_{pf} \geq 0$

e_f é a excentricidade máxima da superfície da pilha de material durante o enchimento, ver figura (18)

p_{hf} é o valor local da pressão de enchimento, à altura a que a carga livre é aplicada

C_{op} é o fator de referência do sólido para carga local.

Em silos cilíndricos de paredes rígidas, a pressão adicional é constante e atua em áreas posicionadas em lados opostos do silo enquanto que para os silos circulares de paredes finas, sua intensidade varia de um valor máximo (p_{pf}) até um valor mínimo ($-p_{pf}$), conforme a figura (35). Estas sobrepressões são descritas pelas seguintes expressões:

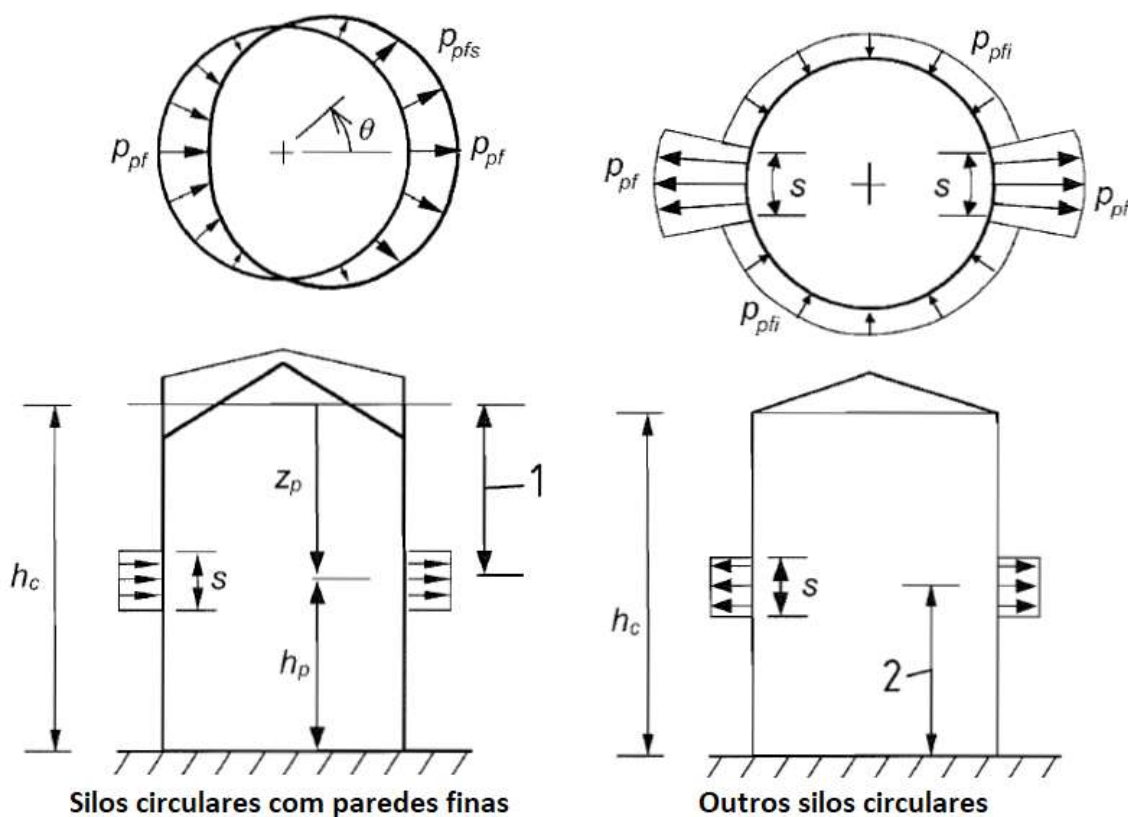
Silos circulares de paredes grossas temos:

$$p_{pfi} = p_{pf}/7 \quad 4.76$$

Silos circulares de paredes finas temos:

$$p_{pfs} = p_{pf} * \cos\theta \quad 4.77$$

Figura 35: Distribuição da pressão adicional para silos circulares (processo de enchimento)



Fonte: Adaptado EN 1991-4 (2006)

Esta sobrepressão adicional deve atuar em uma área quadrada de lado “s” calculado por:

$$s = \frac{\pi * D}{16} \cong 0.2 * D \quad 4.78$$

Cargas nas paredes verticais devido ao esvaziamento:

$$p_{he}(z) = C_h * p_{hf} \quad 4.79$$

$$p_{we}(z) = C_w * p_{wf} \quad 4.80$$

Em que:

C_h é o fator de descarga para pressão horizontal;

C_w é o fator de descarga para tração de atrito da parede;

Os valores de C_w e C_h devem ser definidos de acordo com a classe de segurança/confiança.

Segundo a norma EN 1991-4: 2006, para os silos de classe 2 ou 3, os coeficientes C_w e C_h possuem valores atribuídos de ($C_w = 1.15$; $C_h = 1.1$). Para os silos de classe 1 os valores dos coeficientes C_w e C_h deverão ser calculados pelas fórmulas:

$$C_h = 1.15 + 1.5 * \left(1 + 0.4 * \frac{e}{d_c} \right) * C_{op} \quad 4.81$$

$$C_w = 1.4 * \left(1 + 0.4 * \frac{e}{d_c}\right) \quad 4.82$$

Carga livre:

A carga livre deve ser usada de modo a representar um carregamento acidentalmente assimétrico durante o esvaziamento, assim como a excentricidade interna e externa.

Porém, segundo a norma, silos de classe 1 ou silos que não apresentem excentricidades não necessitam desta consideração. Os silos que possuem classe 2 ou 3 e que apresentem excentricidade são necessários os acréscimos de pressão.

$$p_{pe}(z) = C_{pe} * p_{he} \quad 4.83$$

Da qual:

$$C_{pe} = 0.48 * C_{op} * [1 + 2 * E^2] * (1 - \exp\{-1.5 * \left[\left(\frac{h_c}{d_c}\right) - 1\right]\}) \quad 4.84$$

$$E = \frac{2 * e}{d_c} \quad 4.85$$

Em que:

C_{pe} é o coeficiente de pressão adicional dinâmica sendo $C_{pe} \geq 0$;

$e = \max(e_f; e_0)$

e_f é a excentricidade da superfície da pilha durante o enchimento, ver figura (18);

e_0 é a excentricidade do centro da tremonha, ver figura (18);

p_{he} é o valor local da pressão à altura a que a carga livre é aplicada (expressão 4.79)

C_{op} é o fator de referência do sólido para carga local (tabela do EC1 EN 1991-4: 2006)

A pressão adicional de descarga (p_{pe}) tem a finalidade de representar as pressões assimétricas durante a descarga, assim como excentricidades de esvaziamento. Esta sobrepressão irá variar de acordo com a geometria do silo e suas características. Para os silos circulares pode se calcular essa sobrepressão da seguinte forma:

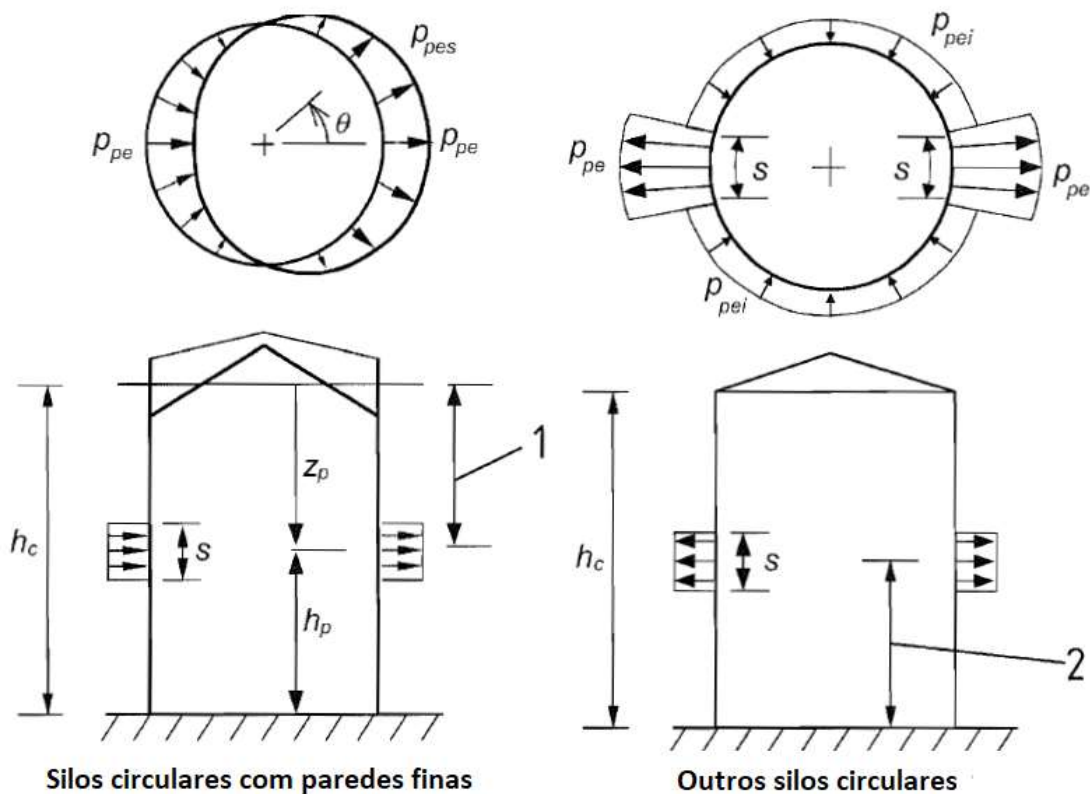
Silos circulares de paredes grossas:

$$p_{pei} = p_{pe}/7 \quad 4.86$$

Silos circulares de paredes finas:

$$p_{pes} = p_{pe} * \cos\theta \quad 4.87$$

Figura 36: Distribuição da pressão adicional para silos circulares (processo de esvaziamento)



Fonte: Adaptado EN 1991-4 (2006)

Esta sobrepressão adicional deve atuar em uma área quadrada de lado “s” calculado pela equação (4.78...)

$$s = \frac{\pi * D}{16} \cong 0.2 * D \quad 4.78$$

4.3.2 Cargas nas tremonhas:

As tremonhas dos silos podem ser classificadas de acordo com a sua geometria, sendo estas:

Horizontais

Íngremes

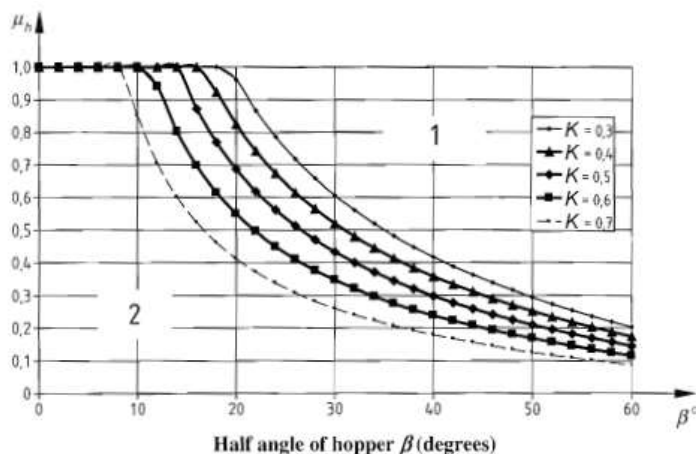
Baixa

Uma tremonha classificada como base horizontal, deve apresentar uma inclinação com a horizontal de no máximo 5º.

Uma tremonha pode ser classificada como íngreme quando:

$$\tan \beta < \frac{(1 - k)}{2 * \mu_c} \quad 4.88$$

Gráfico 2: O limite entre tremonhas íngremes e rasas



Fonte: EN 1991-4 (2006)

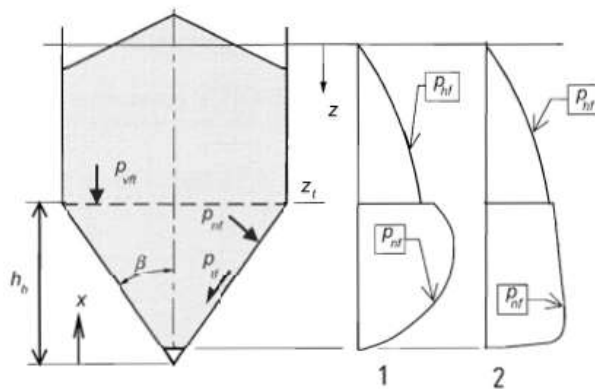
Em que:

K é o menor valor característico do rácio lateral nas paredes verticais.

β é a metade do ângulo do vértice da tremonha

μ_c é o menor valor característico do coeficiente de atrito na parede da tremonha.

Figura 37: Distribuição das pressões de enchimento nas tremonhas íngremes e rasas



Fonte: EN 1991-4 (2006)

1 representa valores obtido para tremonhas íngremes;

2 representa o valor obtido para tremonhas rasas.

A pressão vertical principal na transição entre o segmento da parede vertical e a tremonha é dada pela fórmula:

$$p_{vft} = C_b * p_{vf} \quad 4.89$$

Em que:

p_{vft} é a pressão vertical de enchimento calculada usando-se a expressão para encontrar p_{vff} , de acordo com a esbelteza do silo, com as coordenadas z igual a altura h_c e usando os valores das propriedades dos sólidos que induzam ao máximo carregamento da tremonha.

C_b é o majorador de carga na base para ter em consideração a possibilidade de mais cargas provenientes das paredes verticais serem transferidas para a tremonha. Este coeficiente é atribuído de acordo com a classe de segurança. Para classe 1 o valor de $C_b = 1.6$. Para os silos de classe 2 ou 3 $C_b = 1.2$.

Para cada tipo de tremonha ou base, estão definidas as fórmulas para cálculo das pressões a que estão sujeitas estas bases. No entanto na norma EN 1991-4:2006 no anexo G, estão presentes algumas formas alternativas de cálculo das pressões em tremonhas. Estas serão a base do cálculo proposto no próximo capítulo

5 Aplicação do caso prático silos de Bragança:

5.1 Ações presentes na estrutura de armazenamento:

Para execução do correto dimensionamento de uma estrutura armazenadora, é necessário que a estrutura venha a desempenhar sua função com eficiência, salvaguardando a segurança e estabilidade da própria estrutura. Por isso é necessário estabelecer as ações para efetuar o cálculo correto dos esforços que esta estrutura estará submetida.

As ações que são normalmente preponderantes para o dimensionamento de estruturas de armazenamento são:

Ações permanentes (G):

Peso próprio da estrutura e equipamento a ela associado (PP+RCP)

Ações variáveis (Q):

Ações devido a sobrecargas (SC)

Forças provocadas pelo peso e escoamento do material armazenado (I)

Ações devido aos esforços provocados pelo vento (W)

Ações provocadas pelo peso da neve (N)

Ações térmicas dos próprios produtos em armazenamento (T)

Ações dinâmicas de origem sísmica (E)

Ações acidentais (A):

Explosões

Impactos de veículos ou acidentes

Ações devido à ocorrência de incêndios (fogo)

Na execução de um projeto de silos, deve se priorizar as ações variáveis, principalmente aquelas oriundas dos produtos armazenados. Pois o material armazenado exerce forças verticais, horizontais e de atrito, sobre as paredes verticais da estrutura, assim como na sua base ou tremonha. Além disso os processos mecânicos de enchimento, armazenamento e descarga, que contribuem para o surgimento de pressões extras, são dependentes direta e indiretamente das propriedades do produto armazenado, da composição e geometria da estrutura armazenadora.

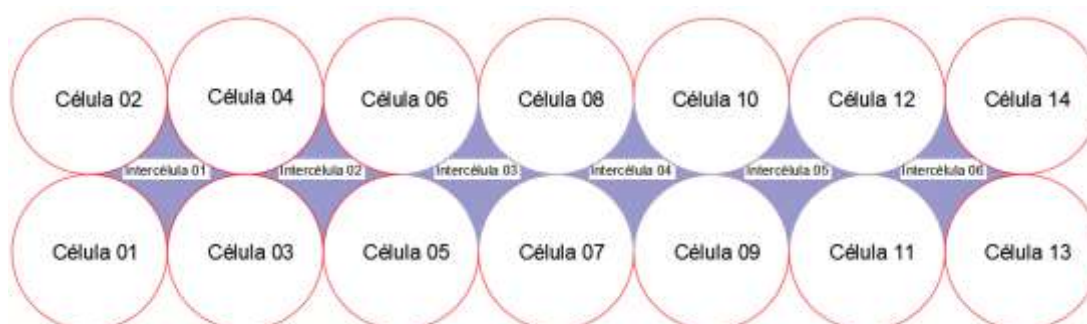
5.2 Características geométricas e estruturais do silo em questão:

O silo em estudo está localizado na cidade de Bragança, situado a uma altitude de 689m, em meio a uma colina. O projeto estrutural dos silos irá considerar 14 células de betão armado com diâmetro de 6.26 metros. Além disso a estrutura possui 6 espaços de armazenamento intercelulares, com uma geometria irregular, porém apresentam uma área $12.00 m^2$ em sua seção transversal.

Figura 38: Caso prático Silo vertical de Bragança



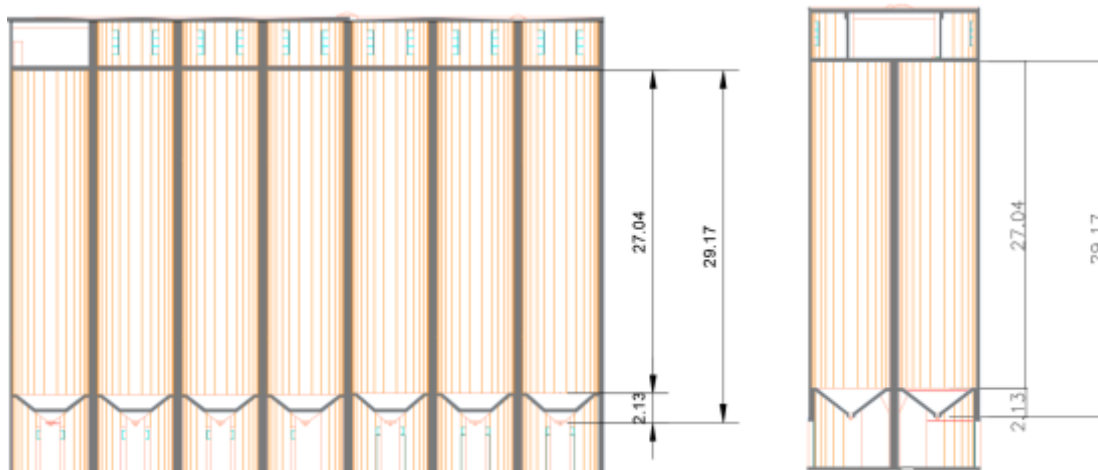
Figura 39: Representação do corte em planta da estrutura em questão



Estas células possuem 27.04 metros de altura da parede vertical com uma tremonha cônica que possui 2.13 metros de comprimento na vertical, totalizando 29.17 metros de comprimento na vertical. As células da estrutura armazenadora são dotadas de um espaço livre inferior para efetuar o descarregamento do material armazenado, com um vão livre de 4.3 metros. Estas células também possuem um espaço livre na parte superior destinada ao equipamento que operam na distribuição dos materiais armazenados para cada célula, por meio de cintas acopladas para efetuaram os carregamentos. Sendo assim, cada célula de armazenamento acrescidos dos seus espaços livres anexados possuem um total de 37.82 metros de altura, porém será considerado que acima do nível de referência do solo a altura total será de 37.65 metros.

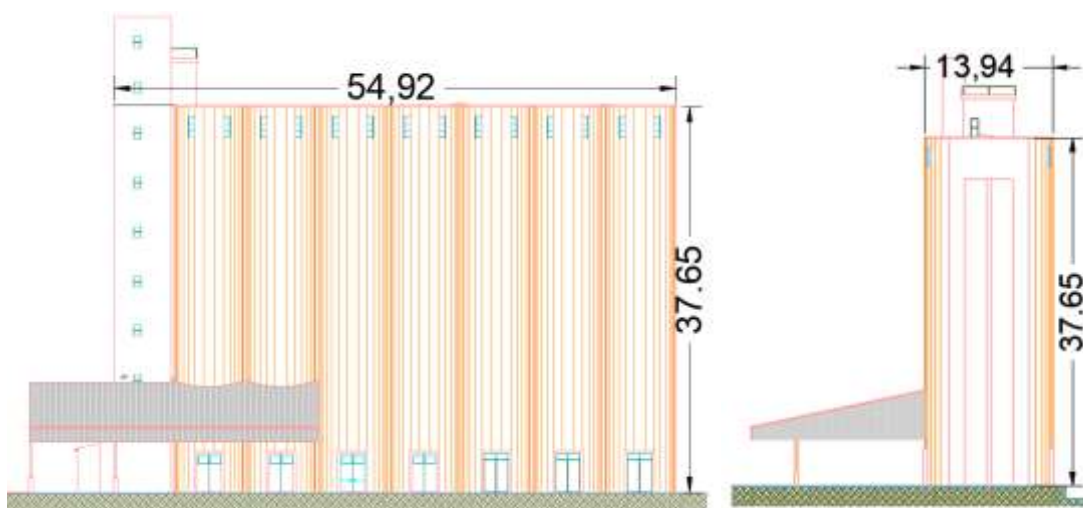
Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 40: Dimensões da tremonha e da parede vertical de cada célula dos silos em estudo



Além das células armazenadoras, a estrutura em questão também é dotada de um prédio anexado a ela, dotado de 9 pisos, além de dois pisos subterrâneos, com uma altura equivalente a 44.95 metros acima do nível do solo e com uma seção transversal de dimensões (7.76 x 4) metros, além de possuir uma caixa para elevadores de dimensão (2.38 x 1.57) metros.

Figura 41: Dimensões da estrutura total



Os cálculos a serem efetuados a seguir nos próximos tópicos terão como base estes dados geométricos e dimensionais descritos anteriormente. Vale lembrar que algumas destas informações foram obtidas por meio de ferramentas de auxílio digital, além da consulta a dados informativos referentes ao projeto real da estrutura. Porém como não foram obtidas todas as informações técnicas relacionada ao funcionamento da estrutura, como os dos equipamentos qua estão associados a esta estrutura e seu funcionamento, foi impossível adicionar os esforços devidos aos pesos destes equipamentos, (pode se adotar uma abordagem simplificada e adotar valores experimentais para uma reprodução destes esforços a nível académico)

5.3 Cálculo dos esforços do vento:

Para a determinação e quantificação da ação do vento, considerada a localização atual dos silos em Bragança, foi definido o local de estudo como categoria III, (na época da construção e dimensionamento a cidade de Bragança e o local que foi construído ainda não constituía um polo urbano definido).

Segundo a NP EN 1991-1-4 a ação devido ao vento deve ser determinada, levando se em conta a simultaneidade das pressões internas e externas. A força do vento resultante que atua na estrutura é dada pela soma vetorial da força, devido às pressões externas ($F_{w,e}$), da força devida às pressões internas ($F_{w,i}$), e da resultante do atrito paralelo à superfície externa (F_{fr}). Estas forças são compreendidas nas seguintes expressões:

Forças exteriores:

$$F_{w,e} = c_s c_d * \sum_{\text{superfícies}} w_e * A_{ref} \quad 5.1$$

Forças interiores:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} w_i * A_{ref} \quad 5.2$$

Forças de atrito:

$$F_{fr} = c_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr} \quad 5.3$$

Em que:

q_p Pressão dinâmica de pico

A_{ref} Área de referência

A_{fr} Área da superfície externa paralela à direção do vento

c_{fr} Coeficiente de atrito (cálculo das forças do vento)

Para determinar estes parâmetros deve se definir as pressões exercidas pelo vento w_e e w_i , para posteriormente prosseguir com o cálculo dos esforços gerados por este vento. É importante salientar que os parâmetros geométricos, localização geográfica da estrutura em questão, são preponderantes para determinação de como o vento caracterizado irá interferir nos esforços na estrutura final.

5.3.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica:

Valores de referência:

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} \quad 5.4$$

v_b Valor de referência do vento, tendo em conta a direção do vento e a época do ano.

$v_{b,0}$ Valor básico da velocidade de referência

c_{dir} Coeficiente de direção

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

c_{season} Coeficiente de sazão

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, considera-se o país dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A - a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

O valor de $v_{b,0}$ a ser considerado para cada uma das zonas do País é a constante do Quadro seguinte:

Tabela 6: Valor básico da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Fonte: Aptado NP EN 1991-1-4

Segundo o Anexo Nacional, pode se considerar $c_{dir} = 1$ e $c_{season} = 1$. Sendo assim substituindo os valores na equação 5.4 demonstrada, tem se:

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season}$$

$$v_b = 30m/s * 1 * 1$$

$$v_b = 30m/s$$

Vento médio:

O vento médio traduz a velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, dependente da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, v_b . Deve ser determinada segundo a expressão:

$$v_m = v_b * c_r(z) * c_0(z) \quad 5.5$$

$c_r(z)$ Coeficiente de rugosidade

$c_0(z)$ Coeficiente de orografia

O parâmetro $c_r(z)$ tem em conta a variação da velocidade média do vento no local da construção. Este parâmetro dependerá da altura acima do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção do vento considerada.

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad 5.6$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ se } z \leq z_{min} \quad 5.7$$

z Altura acima do solo

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

z_{min} Altura mínima

z_{max} Altura máxima

z_0 Comprimento de rugosidade (ver tabela 7)

k_r Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado por meio de:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_0, II} \right)^{0.07} \quad 5.8$$

Em que:

z_0, II Comprimento de rugosidade na categoria II (segundo tabela 7) = 0.05

z_{min} altura mínima a ser considerado na tabela 7 $z_{min} = 8$

z_{max} a ser considerado 200m.

Tabela 7: Categoria de terreno e respetivos parâmetros

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{ma} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.

Fonte: Aptado NP EN 1991-1-4

Substituindo os valores de (z_0, z_0, II) tem se:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.21539$$

Substituindo os valores de (z_{min}, k_r), e sabendo que o valor de altura considerado acima do solo para o projeto e de $z = 37.65$ tem se:

$$\text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow 8 \leq 37.65 \leq 200$$

$$c_r(z = 37.65) = 0.21539 * \ln\left(\frac{37.65}{0.3}\right) = 1.040827$$

Nota: O coeficiente c_r deve ser calculado para altura em estudo, no exemplo feito serão demonstrados os cálculos para o nível mais alto do edifício, por isso $z=37.65$. Os demais cálculos das ações no vento para outras faixas de altura serão expostos no anexo A. Vale lembrar que implicitamente estão calculados os coeficientes c_r para cada faixa estudada.

Orografia:

O Coeficiente de orografia $c_o(z)$ deste projeto foi determinado segundo EC1 anexo A.3. Segundo este anexo o coeficiente de orografia da velocidade do vento muda de acordo com a inclinação do terreno, podendo estes serem escarpas, colinas ou falésias.

O local em estudo encontra se posicionado a meio de uma colina a uma altitude acima do solo de 37.65 metros. Para se obter o coeficiente de orografia $c_o(z)$ primeiramente precisa se definir e calcular alguns parâmetros como:

ϕ - Inclinação do terreno na direção do vento, da vertente virada a barlavento ($\phi = H / L_u$);

L_u - Comprimento real, na direção do vento, da vertente virada a barlavento;

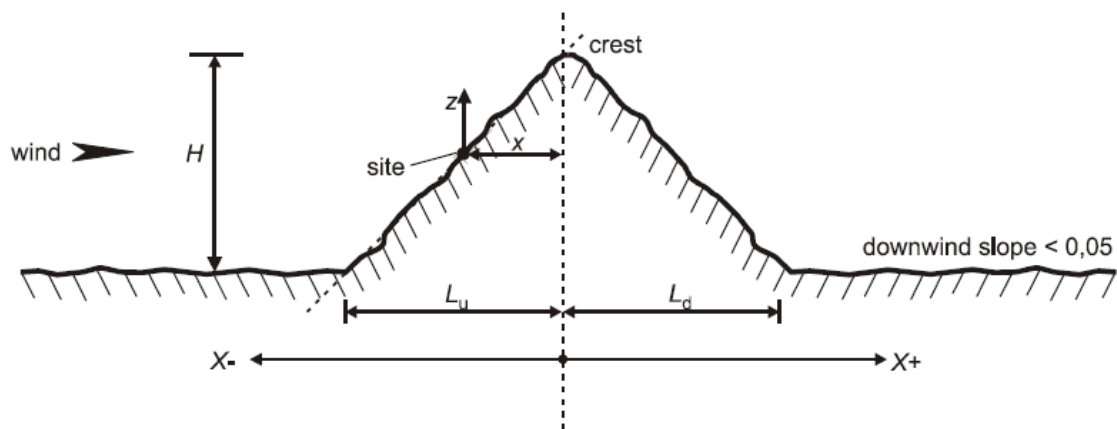
L_d -Comprimento real, na direção do vento, da vertente virada a sotavento;

L_e -Comprimento efetivo da vertente virada a barlavento;

H - Altura efetiva do acidente orográfico;

A figura (38) a seguir ilustra as medidas descritas. De acordo com estas médias de comprimentos pode se determinar a relação “s” retirada do Gráfico 3, e a partir desse valor pode se definir o coeficiente de orografia $c_o(z)$.

Figura 42: Coeficiente s para colinas isoladas ou em cadeia



Fonte: NP EN 1991-1-4

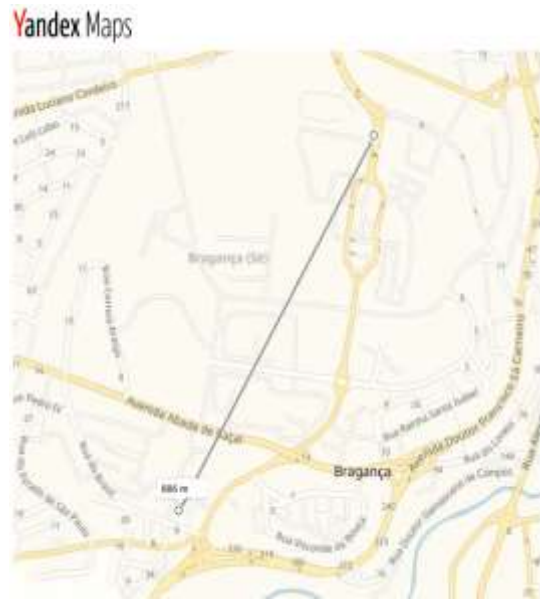
Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 43: Medida do parâmetro L_d



Fonte: Yandex.com/maps

Figura 44: medida do parâmetro x



Fonte: Yandex.com/maps

Tabela 8: Valores do comprimento efetivo de L_e

Tipo de declive ($\phi = H/L_u$)	
Declive moderado ($0,05 < \phi < 0,3$)	Declive acentuado ($\phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H/0,3$

Fonte: Aptado NP EN 1991-1-4

As figuras (39; 40) ilustram as medidas reais dos parâmetros (x ; L_d). Estes foram determinados com o auxílio dos aplicativos google e yandex maps. Para determinação do parâmetro H foi utilizado o mapa topográfico do site: <http://pt-pt.topographic-map.com>, ver figura (41) resultando os seguintes valores:

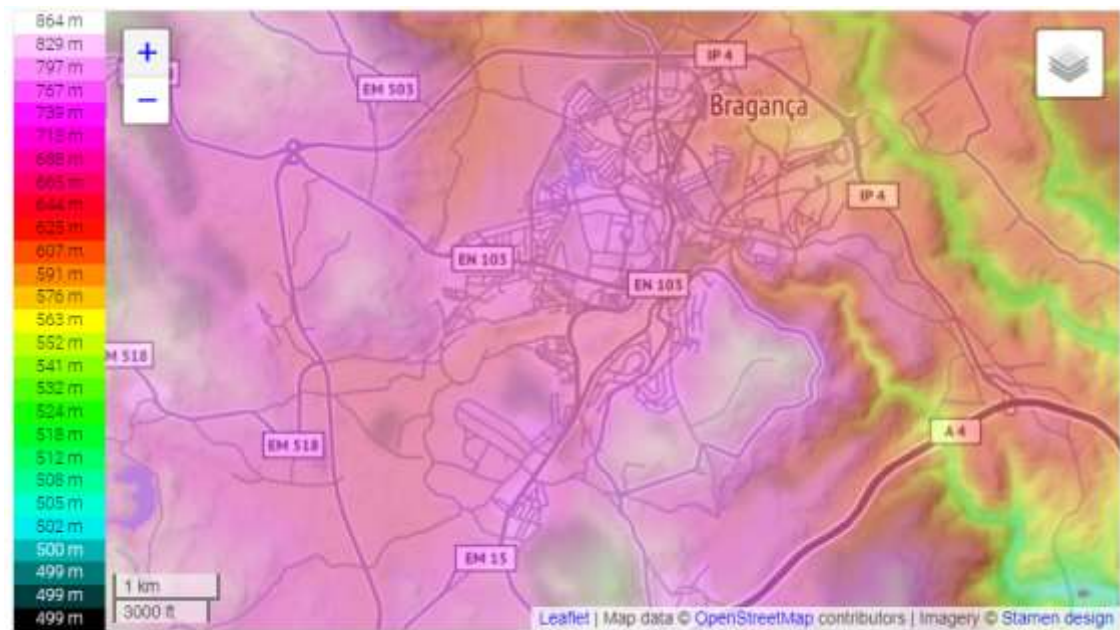
$$L_u = 1040m \quad x/L_u = -0.85192 \quad z = 37.65m \quad x = -886m$$

$$L_d = 1060m \quad x/L_d = 0.835849 \quad H = 53 \quad z/L_e = 0.031639$$

$$\phi = 0.050962$$

Segundo o quadro a seguir pode se definir: $L_e = L_u = 1040$

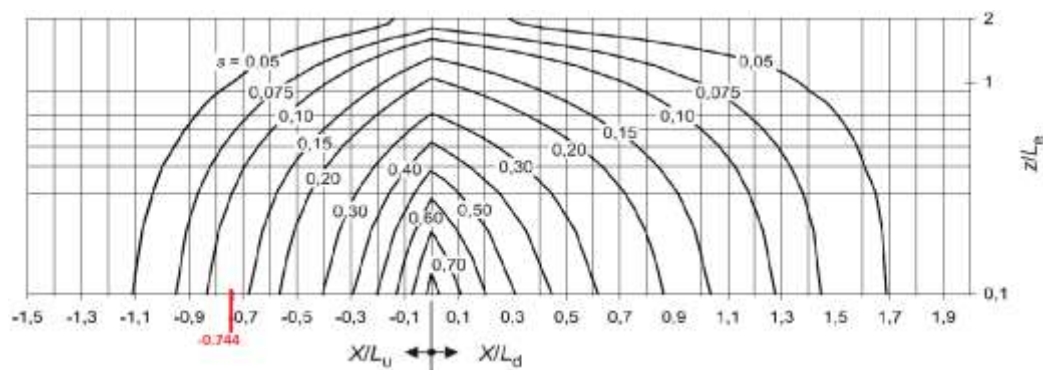
Figura 45: Mapa topográfico da região de Bragança



Fonte: pt.topographic-map.com

O quadro seguinte nos mostra os valores de s para as relações de z/L_e e x/L_u :

Gráfico 3: Coeficiente s para colinas ou em cadeias



Fonte: Adaptado, NP EN 1991-1-4

s : Coeficiente obtido por meio do gráfico (3) considerando a relação com o comprimento efetivo da vertente virada a barlavento, L_e .

$$s = 0.10$$

Sendo assim o parâmetro c_0 pode ser compreendido pela expressão:

$$c_0 \begin{cases} 1 & \text{para } \phi < 0.05 \\ 1 + 2 * s * \phi & \text{para } 0.05 \leq \phi < 0.3 \\ 1 + 0.6 * s & \text{para } \phi \geq 0.3 \end{cases} \quad 5.9$$

Como ϕ para $0.05 \leq 0.05096 < 0.3$ logo:

$$c_0 = 1 + 2 * s * \phi$$

$$c_0 = 1 + 2 * 0.10 * 0.05096 \rightarrow c_0 = 1.01092$$

Nota: Os valores de c_0 obtidos são iguais no sentido perpendicular à fachada ventilada, para o sentido perpendicular às fachadas opacas $c_0 = 1$.

Vento médio:

Com todos os parâmetros definidos pode se encontrar o valor para os ventos médios tendo em vista que o valor já foi corrigido quanto a rugosidade do terreno c_r e da orografia do local c_0 . Como foi descrito na solução anterior do parâmetro c_0 será obtido um valor corrigido diferente para as vertentes perpendiculares às fachadas ventiladas e opacas. Assim serão obtidos dois valores para o vento médio, um referente ao vento perpendicular a fachada ventilada e outro perpendicular a fachada opaca.

Para o cálculo do vento médio será utilizada a fórmula descrita anteriormente na equação 5.5 demonstrada a seguir:

$$v_m = v_b * c_r(z) * c_0(z)$$

Substituindo os valores $c_r(z) * c_0(z)$ tem se as seguintes relações:

Velocidade média do vento, para vento perpendicular à fachada ventilada:

$$v_m = 30 * 1.01092 * 1.040827 \rightarrow v_m = 31.543053m/s$$

Velocidade média do vento, para vento perpendicular à fechada opaca:

$$v_m = 30 * 1 * 1.040827 \rightarrow v_m = 31.2248132$$

5.3.2 Intensidade de turbulência:

A variação da velocidade do vento é caracterizada pela intensidade de turbulência $I_v(z)$ à altura z . Este parâmetro é definido como o quociente entre o desvio padrão σ_v e a velocidade média do vento v_m

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_I \quad 5.10$$

k_I coeficiente de turbulência. Segundo o anexo nacional NA-4.5(1), nota1, $k_I = 1$

Substituindo os valores de k_I, k_r, v_b , tem se:

$$\sigma_v = 0.215389 * 30 * 1 \rightarrow \sigma_v = 6.46167$$

Com o valor do desvio padrão já definido podem se encontrar o valor do Índice de turbulência pela expressão:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m}(z) = k_I / (c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)) & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z) = I_v(z_{min}) & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad 5.11$$

$$\text{Para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \rightarrow 8 \leq 37.65 \leq 200$$

$$\text{Logo } I_v(z) \rightarrow I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m}(z) = k_I / (c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right))$$

Na direção perpendicular às fachadas ventilada: $v_m = 31.543053m/s$ e para $z=37.65$ tem se:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m}(z = 37.65) = \frac{6.46167}{31.543053m} = 0.204852$$

ou

$$I_v(z) = k_r / (c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)) = \frac{1}{1.01092 * \ln\left(\frac{37.65}{0.3}\right)} = 0.204705$$

Por causa de arredondamentos nas casas decimais nos processos de cálculo, os resultados do cálculo do índice de turbulência variam ligeiramente a partir da 4ª casa decimal. Sendo assim para fins práticos será adotado o valor superior de $I_v(z) = 0.204852$

Na direção perpendicular às fachadas opaca: $v_m = 31.2248132m/s$ e para $z=37.65$ tem se:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m}(z = 37.65) = \frac{6.46167}{31.2248132} = 0.206940548$$

ou

$$I_v(z) = k_r / (c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{37.65}{0.3}\right)} = 0.206940548$$

5.3.3 Pressão dinâmica de pico:

Deverá ser determinada a pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad 5.12$$

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2(z) \quad 5.13$$

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} \quad 5.14$$

Em que:

$c_e(z)$ Coeficiente de exposição.

ρ Massa volúmica do ar, valor recomendado de $1.25kg/m^3$

q_b Pressão dinâmica de referência

v_m Velocidade média do vento equação 5.5

v_b Valor de referência velocidade do vento equação 5.4

Na direção perpendicular às fachadas envidraçadas onde $v_m = 31.543053m/s$ tem se:

$$q_p = [1 + 7 * 0.204852] * \frac{1}{2} * 1.25 * 31.543053^2 = 1513.5669 Pa$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1.25 * 30^2 = 562.5 Pa$$

$$c_e = \frac{1513.5669}{562.5} = 2.6907$$

Na direção perpendicular às fachadas opaca onde $v_m = 31.2248132m/s$ tem se:

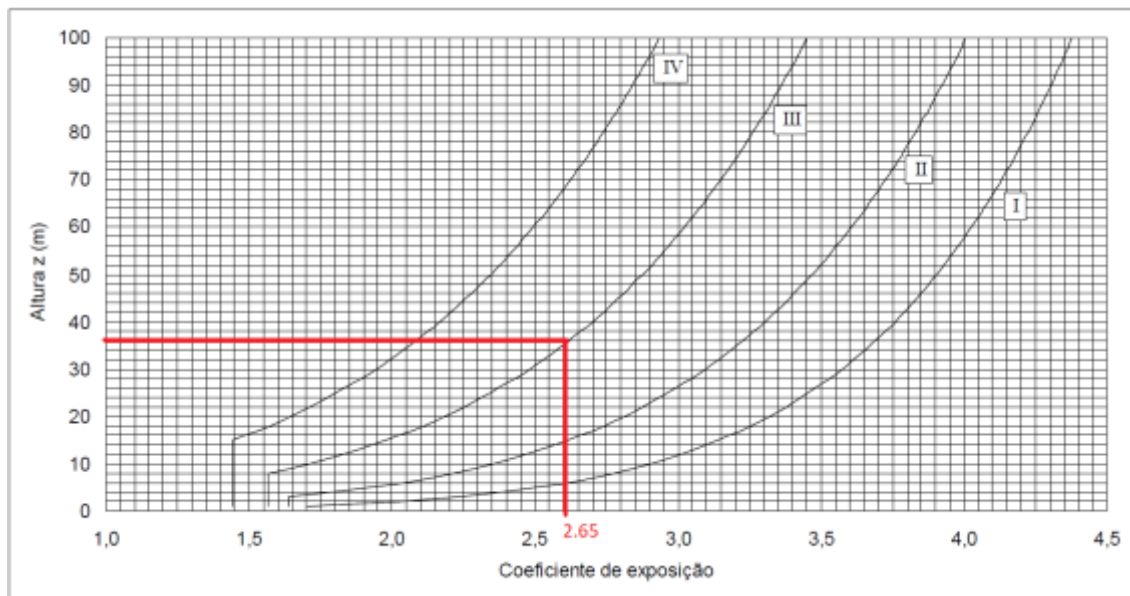
$$q_p = [1 + 7 * 0.206940548] * \frac{1}{2} * 1.25 * 31.22481^2 = 1492.09144 Pa$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1.25 * 30^2 = 562.5 Pa$$

$$c_e = \frac{1492.09144}{562.5} = 2.65$$

Além da equação 5.14 descrita anteriormente, no anexo nacional (NA) da mesma norma NP EN1991-1-4, o valor par ao coeficiente de exposição (c_e) pode ser encontrado utilizando o seguinte gráfico (4), que dependerá apenas da altura do edifício acima do solo (neste caso 37.65m) e da categoria do terreno (categoria III), considerando os valores de $c_0 = 1$ e $k_l = 1$, dessa forma tem se:

Gráfico 4: Coeficiente de exposição c_e , para $c_0 = 1$ e $k_l = 1$,



Fonte: Adaptado, NP EN 1991-1-4

Nota: Pode se observar que os resultados de c_e obtidos pelo gráfico ou da forma analítica são praticamente iguais. Para efeitos de cálculo serão considerados os resultados obtidos pela forma analítica de obtenção do c_e , pois o gráfico impõe a consideração de $c_0 = 1$, o que só ocorre nas fachadas opacas.

5.3.4 Pressão do vento nas superfícies (internas e externas):

Na consideração da geometria para a resolução matemática dos coeficientes de pressão, será adotado um retângulo equivalente para a estrutura. Apenas nas células de bordo dos silos será considerado o fator de influência de forma circular (formação de vórtices), visto que as células encontram se unidas, e as influências de escoamento do ar para seções circulares irão afetar apenas nos tubos das extremidades.

As pressões interiores e exteriores devem ser consideradas como atuando simultaneamente. Deve ser levado em conta a combinação mais desfavorável das pressões exteriores e interiores para cada combinação de possíveis aberturas e outras vias de passagem de ar.

Pressão externa:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \tag{5.15}$$

q_p pressão dinâmica de pico;

z_e altura de referência para a pressão exterior;

c_{pe} coeficiente de pressão para a pressão exterior;

Pressão Interna:

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \tag{5.16}$$

q_p pressão dinâmica de pico;

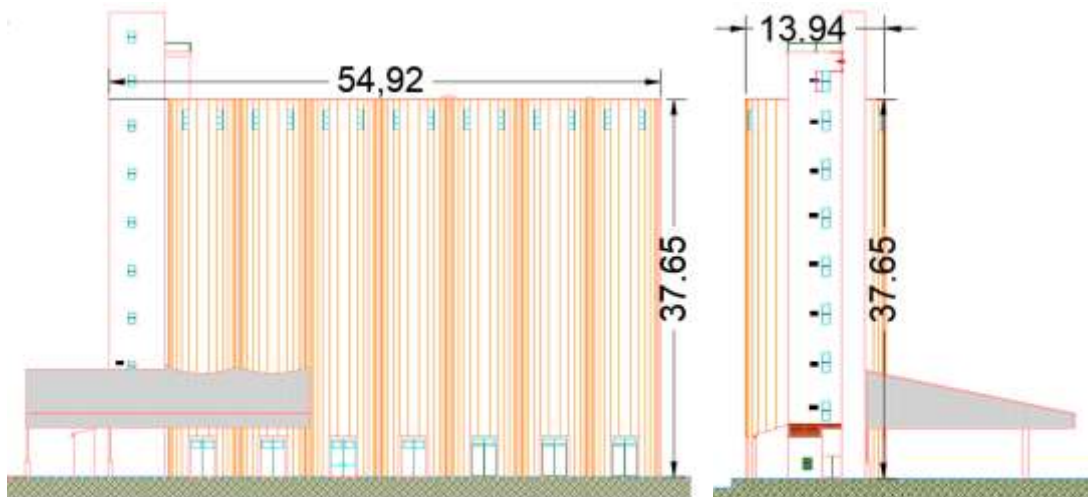
z_i altura de referência para a pressão interior;

c_{pi} coeficiente de pressão para a pressão interior;

5.3.5 Coeficientes de pressão internas e externas (c_{pe} ; c_{pi}):

Para as direções que o vento é perpendicular à fachada ventilada:

Figura 46: Medidas (b;d) para quando o ventor for perpendicular à fachada ventilada



H= 37.65m;

b= 54.92m;

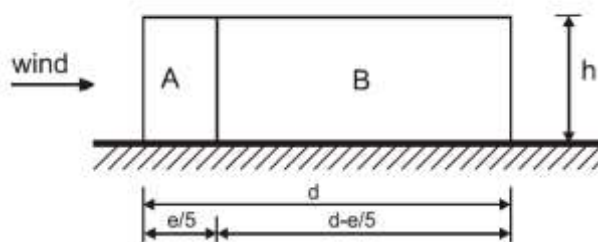
d=13.94m;

e = menor valor de entre b e 2h (e =b= 37.65 metros); sendo assim e > d → 54.92 > 13.94

Tabela 9: Medidas da fachada ventilada

Fachadas ventiladas			
h	37.65 m	b	54.92 m
d	13.94 m	e	54.92 m
h/d	2.700861	e > d	

Elevation for $e \geq d$



Fonte: NP EN 1991-1-4

Coefficientes de pressão exterior:

Os coeficientes de pressão exterior são obtidos por meio da tabela a seguir, interpolando linearmente os resultados para a relação h/d presente. No caso pátatico a relação $h/d = 2.70$

Tabela 10: Coeficientes de pressão exterior para fachada ventilada

Zona	[m]	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1.3}$	$C_{pe,9.12}$
A = $e/5$	10.984	-1.2	-1.4	-1.37721	-1.208
B = $d - e/5$	2.956	-0.8	-1.1	-1.06582	-0.812
D	54.92	0.8	1	0.977211	0.808001

Coefficientes de pressão interior:

Considerando que as duas fachadas ventiladas possuem mesma quantidade de vãos envidraçados e juntas de ligação, nos permitem assumir que estas duas fachadas são igualmente permeáveis, sendo as outras duas igualmente impermeáveis. E quando não seja possível calcular o valor de μ para um determinado caso, ou tal cálculo não se considere justificado, o coeficiente c_{pi} deverá ser considerado com o valor mais gravoso de entre +0,2 e -0,3.

Coefficientes de pressão final:

Tabela 11: Coeficientes de pressão - vento perpendicular a uma fachada envidraçada

Zona	[m]	C_p
Fachada opaca	10.984	-1.4
	2.956	-1.1
Fachada envidraçada	54.92	0.777211

Para as direções que o vento é perpendicular à fachada não ventilada (opaca):

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 47: Medidas (b;d) para quando o vento for perpendicular à fachada opaca



H= 37.65m; b= 13.94m; d=54.92m;

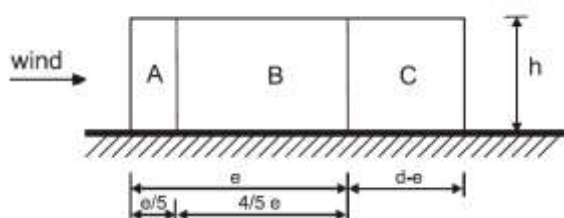
e = menor valor de entre b e 2h (e = b= 13.94m)

Tabela 12: Medidas da fachada opaca

Fachadas opacas			
h	37.65m	b	13.94m
d	54.92m	e	13.94m
h/d	0.685543	e < d	

Figura 48: Zonas em paredes verticais

Elevation for $e < d$



Fonte: NP EN 1991-1-4

Coeficientes de pressão exterior:

Os coeficientes de pressão exterior (C_{pe}) são obtidos por meio do gráfico (5), interpolando linearmente os resultados para a relação h/d presente. No caso prático a relação h/d= 2.70.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Gráfico 5: Procedimento para a determinação do coeficiente de pressão exterior em edifícios

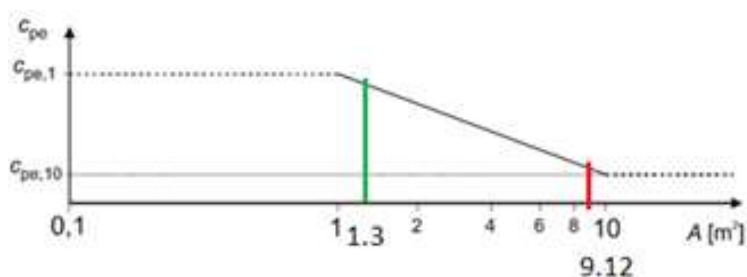


Tabela 13: Coeficientes de pressão exterior para fachada opaca

Zona	[m]	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1.3}$	$C_{pe,9.12}$
$A = e/5$	2.788	-1.2	-1.4	-1.37721	-1.208
$B = 4e/5$	11.152	-0.8	-1.1	-1.06582	-0.812
$C = d - e$	40.98	-0.5		-0.5	
D	13.94	0.758	1	0.972426	0.767681

Coeficientes de pressão interior:

Considerando que duas fachadas que possuem vão envidraçados e suas juntas permitem assumir que estas duas fachadas são igualmente permeáveis, sendo as outras duas impermeáveis. E quando não seja possível calcular o valor de μ para um determinado caso, ou tal cálculo não se considere justificado, o coeficiente c_{pi} deverá ser considerado com o valor mais gravoso de entre +0,2 e -0,3.

Coeficientes de pressão final:

Tabela 14: Coeficientes de pressão - vento perpendicular a uma fachada opaca

Zona	[m]	C_p
Fachada envidraçada	2.788	-1.07721
	11.152	-0.76582
	40.98	-0.2
Fachada Opaca	13.94	1

Coeficiente estrutural $C_s C_d$:

Segundo a NP EN 1991-1- os valores para serem adotados $C_s C_d$ devem ser considerados igual a 1 de acordo com os casos descritos. Como este projeto se enquadrar na cláusula c) logo o fator $C_s C_d = 1$.

Cláusula c) Para edifícios de estrutura porticada que contenham paredes resistentes e cuja altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento, o valor de $C_s C_d$ poderá ser considerado igual a 1.

5.3.6 Pressão final do vento nas superfícies:

A pressão final para as zonas que $q_p(z=37.65m)$, estão descritas na tabela (15) a seguir. Vale a pena lembrar que foram feitos cálculos para diferentes valores de $q_p(z)$, os resultados relativos as pressões serão apresentadas no anexo A.

Tabela 15: Valores finais de pressão

Zonas	q_p
Envidraçados	1513.5669
Opacas	1492.09144

As pressões máximas nas superfícies do edifício são obtidas por meio do produto dos coeficientes de pressão para cada fachada (consultar tabela 11 e 14), com as pressões finais demonstradas na tabela 15, sendo assim as pressões máximas podem ser descritas de acordo com a tabela 16:

Tabela 16: Valores máximos de pressões

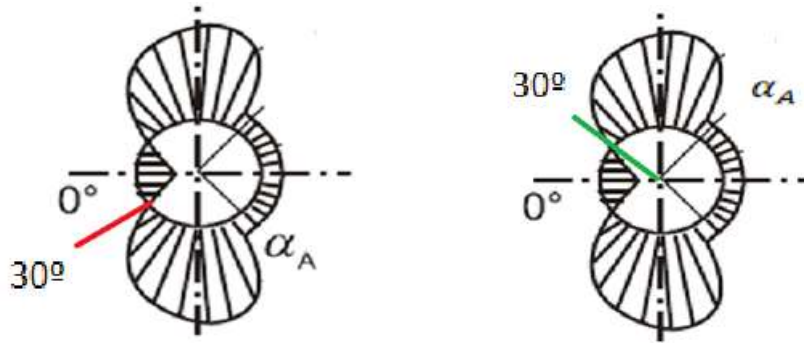
Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	1176.361343	-1607.297804
Opacas	1492.09144	-2118.99366

5.3.7 Cilindros de base circular

Coefficientes de pressão exterior:

Como o cálculo feito pela pressão do vento foi feito assumindo a estrutura inteira como um retângulo equivalente, para efeitos práticos e para aproximação da situação com a realidade, será considerado uma sobrepressão nas células dos silos que estão localizados na extremidade da estrutura.

Devido a sua geometria ser circular, pode ocorrer a aparição do fenómeno de vórtices de ar, sendo assim, é necessário um acréscimo de pressão nas zonas em que ocorrem esta sobrepressão compreendidas entre os ângulos de 30° e α_A .



Os coeficientes de pressão das secções dependem do número de Reynolds, Re , definido pela expressão:

$$Re = \frac{b * v(z_e)}{\nu} \quad 5.17$$

b → diâmetro;

$v(z_e)$ → velocidade de pico do vento

ν → viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 * 10^{-6} m^2/s$)

Para $v(z_e)$ temos a seguinte relação:

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 * q_p}{\rho}} \quad 5.18$$

Na direção perpendicular às fachadas envidraçadas:

Para $q_p = 1513.5669 Pa \rightarrow 154.34 kg/m^2$

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 * 154.34}{1.25}} \rightarrow v(z_e) = 15.7144 \quad 5.18$$

Na direção perpendicular às fachadas opaca:

Para $q_p = 1492.08144 Pa \rightarrow 152.151 kg/m^2$

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 * 152.151}{1.25}} \rightarrow v(z_e) = 15.6026 \quad 5.18$$

Sendo assim podem se substituir os valores calculados das incógnitas e obter o número de Reynolds:

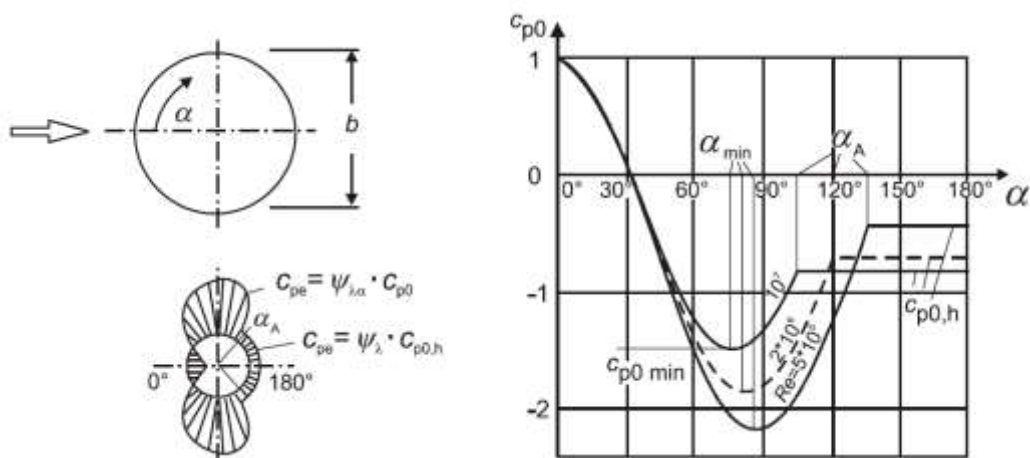
Na direção perpendicular às fachadas envidraçadas

$$Re = \frac{6.86 * 15.7144}{15 * 10^{-6}} = 7186718.93 \rightarrow 7.186 * 10^6 \quad 5.16$$

Na direção perpendicular às fachadas opaca:

$$Re = \frac{6.86 * 15.6026}{15 * 10^{-6}} = 7135596 \rightarrow 7.135 * 10^6 \quad 5.16$$

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança



Fonte: NP EN 1991-1-4

Tabela 17: Coeficientes de pressão exterior

α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
C_{p0}	1	0.8	0.4	0.05	-0.35	-0.8	-1.2	-1.45	-1.5	-1.45	-1.3
$\Psi_{\lambda a}$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C_{pe}	1	0.8	0.4	0.05	-0.35	-0.8	-1.2	-1.45	-1.5	-1.45	-1.3

α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180
C_{p0}	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
$\Psi_{\lambda a}$	1	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
C_{pe}	-1	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536	-0.536

Para a situação em que o vento é perpendicular à fachada ventilada, em que $q_p = 1.5136 \text{ KPa}$, tem se a seguinte configuração de pressão externa em função do ângulo α :

Tabela 18: Pressão resultante devida à ação do vento (fachada ventilada)

Para z = 37.65m (Fachada Ventilada)											
Pressão externa We											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.51357	1.21085	0.60543	0.07568	-0.5297	-1.2109	-1.8163	-2.1947	-2.2704	-2.1947	-1.9676
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.5136	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	-0.8113	
Pressão externa Wi											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
Wi	-0.4541	-0.4541	-0.4541	-0.4541	0.30271	0.30271	0.30271	0.22704	0.15136	0.22704	0.30271
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
Wi	0.22704	0.15136	0.22704	0.30271	0.30271	0.30271	0.30271	0.30271	0.30271	0.30271	
$w=(We-Wi)$											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
w(kN/m ²)	1.96764	1.66492	1.0595	0.52975	-0.8325	-1.5136	-2.119	-2.4217	-2.4217	-2.4217	-2.2704
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
w(kN/m ²)	-1.7406	-0.9626	-1.0383	-1.114	-1.114	-1.114	-1.114	-1.114	-1.114	-1.114	

Para a situação em que o vento é perpendicular à fachada opaca, em que $q_p = 1.4921 \text{ KPa}$, tem se a seguinte configuração de pressão externa em função do ângulo α :

Tabela 19: Pressão resultante devido à ação do vento (fachada opaca)

Para z= 37.65m (Fachada opaca)											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.492091	1.193673	0.596837	0.074605	-0.52223	-1.19367	-1.79051	-2.16353	-2.23814	-2.16353	-1.93972
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.49209	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	

5.3.8 Forças resultantes exercidas pelo vento:

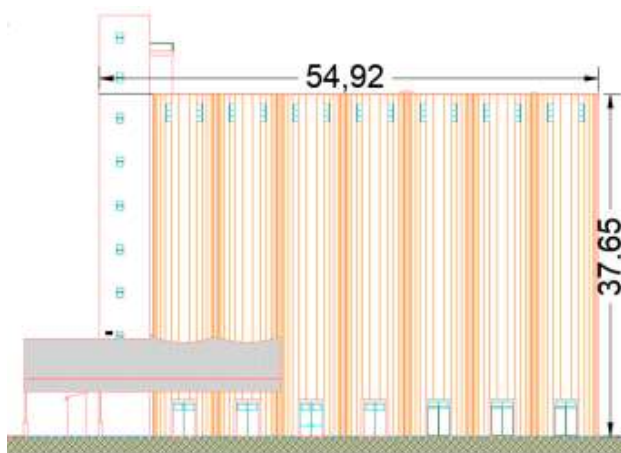
Como foi visto neste mesmo capítulo, os ventos perpendiculares à fachada ventilada provocam nas células de bordo pressões negativas na direção das fachadas opacas. Este processo se inverte quando o vento é perpendicular às fachadas opacas, provocando pressões negativas na fachada ventilada. Estas pressões provocadas pelo vento ao elemento em direção ortogonal são fenômenos isolados que não irão coincidir com as pressões provocadas pelos ventos perpendiculares a própria fachada. Em outras palavras, as pressões provocadas pelos vórtices não são simultâneas às pressões provocadas pelos ventos perpendiculares à superfície de contato. Sendo assim esta sobre pressão provocada por causa da geometria circular, não irá acrescentar na pressão perpendicular a esta superfície, logo para o cálculo final da força devido a ação do vento será considerado apenas o efeito provocado pelo vento perpendicular a superfície em estudo.

Com base nos resultados obtidos para a pressão provocado pelo vento nas superfícies, podem se equacionar a pressão do vento em função da altura em estudo (equação 5.15). A tabela (.16.) mostra o valor da pressão na altura máxima do silo (37,65m). Utilizando o mesmo procedimento pode se calcular para cada faixa de altura a pressão resultante.

A seguir será apresentado o diagrama de forças resultante da ação do vento, para ambas as fachadas opacas e ventiladas.

Para vento perpendicular às fachadas ventiladas:

Figura 49: Fachada ventilada



Após possuir as pressões para cada faixa de altura e para uma área unitária pode se calcular a força exercida pela ação do vento de acordo com a equação (5.1)

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \tag{5.15}$$

$$F_{w,e} = c_s c_d * \sum_{superficies} w_e * A_{ref} \tag{5.1}$$

Para as fachadas ventiladas em que z=37.65m:

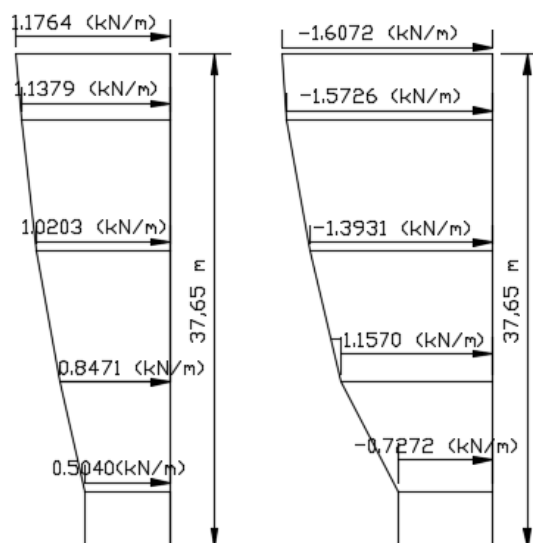
Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Considerando a pressão de pico $q(37.65) = 1.513 \text{ KPa}$, tem se a pressão positiva externa de $w_e = 1.176 \text{ KPa}$, tem se a pressão negativa externa de $w_e = -1.6072 \text{ KPa}$. Estas pressões aplicadas em bandas de 1 metro resultam em:

$$F_{w,e} = 1 * \sum_{\text{superfícies}} 1.176 * 1 \rightarrow 1.176 \text{ kN/m}$$

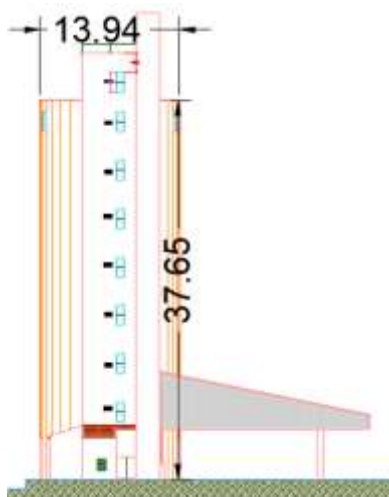
$$F_{w,e} = 1 * \sum_{\text{superfícies}} -1.6072 * 1 \rightarrow 1.6072 \text{ kN/m}$$

Figura 50: Força distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada ventilada)



Para vento perpendicular às fachadas opacas:

Figura 51: Fachada opaca



Para as fachadas opacas em que $z=37.65\text{m}$:

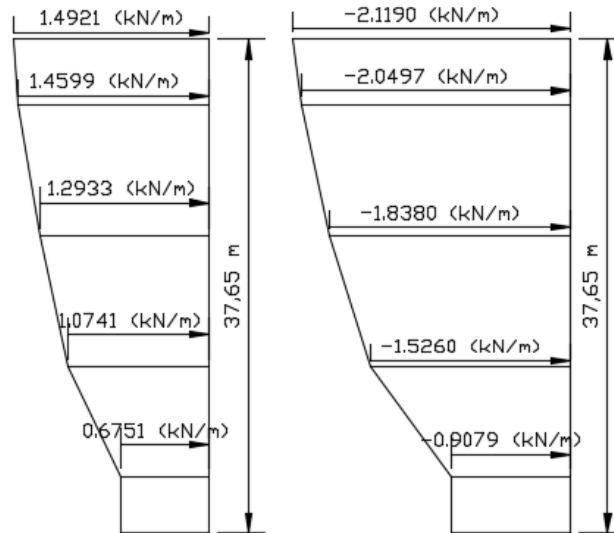
Considerando $q(37.65) = 1.492 \text{ KPa}$ tem se a pressão positiva externa de $w_e = 1.4921 \text{ KPa}$, tem se a pressão negativa externa de $w_e = -2.1190 \text{ KPa}$. Estas pressões aplicadas em bandas de 1 metro resultam em:

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

$$F_{w,e} = 1 * \sum_{\text{superfícies}} 1.4921 * 1 \rightarrow 1.4921 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,e} = 1 * \sum_{\text{superfícies}} -2.1190 * 1 \rightarrow -2.1190 \text{ kN/m}$$

Figura 52: Força distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada opaca)



As tabelas referentes ao cálculo das pressões para cada faixa de altura esta presente no anexo (A).

5.4 Cálculo das pressões devido ao produto armazenado

5.4.1 Classes estruturais dos silos:

Para a execução do dimensionamento estrutural de uma estrutura de armazenamento, precisa se classificá-la de acordo com sua capacidade máxima em relação ao peso que suporta estas estruturas. Estas classificações se dispõem em classes (1;2;3) de acordo com as descrições previstas na norma EN 1991-4:2006.

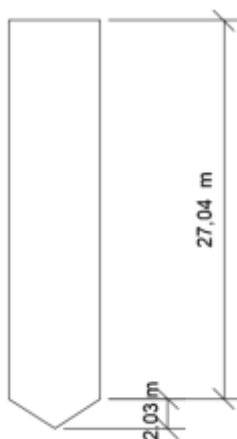
Tabela 20: Classificação dos silos quanto a sua classe em relação a sua capacidade de armazenamento:

Classes	Descrição
Classe 1	Silos com capacidade inferior a 100 toneladas
Classe 2	Silos que não pertençam nem à classe 1, nem á classe 3
Classe 3	<p>Silo com capacidade acima de 10000 toneladas</p> <p>Silos com capacidade acima de 1000 toneladas e que os quais ocorrem as seguintes situações de projeto</p> <p>A excentricidade de descarga com $e_0/d_c > 0.25$ (ver figura)</p> <p>Silos entroncados com excentricidade na superfície $e_0/d_c > 0.25$</p>

Fonte: Adaptado EN 1991-4:2006

Sendo assim a estrutura de armazenamento no exemplo de aplicação tem a sua capacidade de armazenamento dada por:

Figura 53: Ilustração geométrica do corpo da célula vertical



$$\text{Capacidade de armazenamento} = \gamma \cdot \text{volume}_{(\text{total})}$$

$$\text{Volume}_{(\text{total})} = \text{Volume}_{(\text{cilindro})} + \text{volume}_{(\text{cone})}$$

$$\text{Volume}_{(\text{cilindro})} = \pi \cdot r^2 \cdot h \rightarrow \pi \cdot (3.23\text{m})^2 \cdot 27.04\text{m} = 886.26 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume}_{(\text{cone})} = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot h}{3} \rightarrow \frac{\pi \cdot (3.23\text{m})^2 \cdot 2.03\text{m}}{3} = 22.178374 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume}_{(\text{total})} = 886.26 + 22.178 = 908.43 \text{ m}^3$$

Para calcular a capacidade total dos silos foi adotado o trigo como produto a ser armazenado. De acordo com a tabela 20 retirada da EN 1991-4:2006, tem se os valores do peso volúmico do trigo ($Y_i = 7.5 \text{ kN/m}^3$; $Y_u = 9.0 \text{ kN/m}^3$)

Capacidade de armazenamento ($\gamma = 7.5$) = $909.43 \text{ m}^3 * 7.5 \text{ (kN/ m}^3) / 9,80665 \text{ m/s}^2 = 694.76 \text{ ton}$

Capacidade de armazenamento ($\gamma = 9.0$) = $909.43 \text{ m}^3 * 9.0 \text{ (kN/ m}^3) / 9,80665 \text{ m/s}^2 = 833.71 \text{ ton}$

Após a verificação dos valores de capacidade máxima de armazenamento, pode se classificar a estrutura de armazenamento em estudo como classe 2.

5.4.2 Situações de Dimensionamento para estruturas de armazenamento:

Um silo de forma geral é dimensionado para um material apenas. Caso o silo tenha ao longo de sua vida útil múltiplos materiais armazenados, deve ser dimensionado para condições menos favoráveis a estabilidade, ou seja, para os materiais que afetam de forma mais gravosa a estrutura, em relação as cargas aplicadas. Dentre as propriedades dos materiais a serem conservados, as que irão influenciar no cálculo das combinações dos esforços são:

Coefficiente de atrito da parede do silo (μ), coeficiente k (rácio entre pressão vertical e horizontal), e o angulo de atrito (ϕ_i).

Tabela 21: Limite inferior e superior das propriedades físicas dos produtos armazenados

	Situação de dimensionamento	Valor característico a adotar		
		μ	K	ϕ_i
	Parede Vertical			
ELU 1	Pressões normal á parede máxima	Mínimo	Máximo	Mínimo
ELU2	Tração friccional máxima	Máximo	Máximo	Mínimo
ELU 3	Máxima carga vertical sobre a tremonha	Mínimo	Mínimo	Máximo
	Parede da Tremonha			
ELU1	Pressões máximas na tremonha (enchimento)	Máximo	Mínimo	Mínimo
ELU2	Pressões máximas na tremonha (esvaziamento)	Mínimo	Máximo	Máximo

Fonte: Adaptado EN 1991-4:2006

Os valores dentro dos intervalos mínimos e máximos de cada uma das variáveis, são obtidos por meio da divisão e multiplicação respetivamente, do valor médio da variável pelo respetivo fator a_j (apresentados na tabela E1), da seguinte maneira:

Valor máximo característico de $\mu = \alpha_u * \mu_m$

Valor mínimo característico de $\mu = \mu_m / \alpha_u$

Valor máximo característico de $K = \alpha_k * k_m$

Valor mínimo característico de $k = k_m / \alpha_k$

Valor máximo característico de $\phi_i = \alpha_i * \phi_i$

Valor mínimo característico de $\phi_i = \phi_i / \alpha_i$

Os valores dos coeficientes que irão majorar ou minorar as propriedades físicas dos produtos armazenados também pode ser retirados da EN 1991-4:2006 representada na tabela 20 a seguir. Para o caso do trigo são obtidos os seguintes valores para os coeficientes: ($\alpha_i = 1.12$; $\alpha_k =$

1.11; $\alpha_u = 1.16$);. Sendo assim pode ser definido os intervalos de valores superiores e inferiores das propriedades do trigo de acordo com a tabela 19.

Tabela 22: Valores inferiores médios e superior das propriedades físicas do produto armazenado (trigo)

Valores característicos	Inferior	Médio	superior
ϕ_i	26.78571	30	33.6
k	0.486486	0.54	0.5994
μ	0.327586	0.38	0.4408
γ	7.5	8.25	9

Nota: No projeto de estruturas de armazenamento para classe 1, utilizam se os valores principais, dispensando a majoração ou minoração dos parâmetros. Para os silos classificados como classe 2 ou 3, os valores de cálculo deverão respeitar os limites mínimos e máximos impostos para o cálculo do ELU específico para cada situação.

O motivo da existência de valores superiores e inferiores para tais parâmetros, se justifica pelo fato do material armazenado poder sofrer variações em suas características físicas ao longo do período de armazenamento. Por isso, e para efeito de dimensionamento, aumenta se e diminuí os valores de tais características, de forma que se possam obter as condições mais desfavoráveis (em termos de esforços) para a estrutura armazenadora a se dimensionar.

No caso prático proposto, a classe do silo a ser dimensionado é da classe 2, logo será necessário a utilização dos intervalos inferiores e superiores para os cálculos dos estados limites.

5.4.3 Cálculo das pressões laterais devido ao produto armazenado

Para o cálculo das pressões dos produtos armazenados, deve se primeiramente definir o produto e seus parâmetros físicos de acordo com as normas vigentes.

Como não há informação mais adequada sobre o funcionamento e operação dos silos em questão, serão desconsideradas as excentricidades acidentais, de carregamento e descarregamento, supondo que estas operações ocorram orientadas com o eixo da boca de saída, fornecendo valores de pressão sem a consideração de sobrepensões nos processos mecânicos de enchimento e esvaziamento.

A norma EN 1991-4:2006 define previamente certos parâmetros e características dos produtos a serem armazenados. A tabela 23 a seguir mostra os valores adotados para efeito de cálculo. Para os demais produtos não listados na tabela, os valores dos parâmetros podem ser calculados com as fórmulas previamente citadas segundo a norma, ou podem ser obtidos por meio de teste padrão como prevê a norma.

Tabela 23: Propriedades físicas dos produtos armazenados segundo EC1

Table E.1: Particulate solids properties

Type of particulate solid ^{a,e}	Unit weight ^b		Angle of repose ϕ_r	Angle of internal friction ϕ_i		Lateral pressure ratio K		Wall friction coefficient ^c μ ($\mu = \tan \phi_w$)				Patch load solid reference factor C_{sp}
	γ_c	γ_u		Mean ϕ_m	Factor a_ϕ	Mean K_w	Factor a_K	Wall type D1	Wall type D2	Wall type D3	Factor a_μ	
	Lower kN/m ³	Upper kN/m ³	degrees									
Default material ^a	6,0	22,0	40	35	1,3	0,50	1,5	0,32	0,39	0,50	1,40	1,0
Aggregate	17,0	18,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,39	0,49	0,59	1,12	0,4
Alumina	10,0	12,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5
Animal feed mix	5,0	6,0	39	36	1,08	0,45	1,10	0,22	0,30	0,43	1,28	1,0
Animal feed pellets	6,5	8,0	37	35	1,06	0,47	1,07	0,23	0,28	0,37	1,20	0,7
Barley ☉	7,0	8,0	31	28	1,14	0,59	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,5
Cement	13,0	16,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5
Cement clinker ‡	15,0	18,0	47	40	1,20	0,38	1,31	0,46	0,56	0,62	1,07	0,7
Coal ☉	7,0	10,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,44	0,49	0,59	1,12	0,6
Coal, powdered ☉	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5
Coke	6,5	8,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,6
Flyash	8,0	15,0	41	35	1,16	0,46	1,20	0,51	0,62	0,72	1,07	0,5
Flour ☉	6,5	7,0	45	42	1,06	0,36	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,6
Iron ore pellets	19,0	22,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,5
Lime, hydrated	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,36	0,41	0,51	1,07	0,6
Limestone powder	11,0	13,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5
Maize ☉	7,0	8,0	35	31	1,14	0,53	1,14	0,22	0,36	0,53	1,24	0,9
Phosphate	16,0	22,0	34	29	1,18	0,56	1,15	0,39	0,49	0,54	1,12	0,5
Potatoes	6,0	8,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,33	0,38	0,48	1,16	0,5
Sand	14,0	16,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,38	0,48	0,57	1,16	0,4
Slag clinkers	10,5	12,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,48	0,57	0,67	1,16	0,6
Soya beans	7,0	8,0	29	25	1,16	0,63	1,11	0,24	0,38	0,48	1,16	0,5
Sugar ☉	8,0	9,5	38	32	1,19	0,50	1,20	0,46	0,51	0,56	1,07	0,4
Sugarbeet pellets	6,5	7,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,35	0,44	0,54	1,12	0,5
Wheat ☉	7,5	9,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,24	0,38	0,57	1,16	0,5

NOTE Where this table does not contain the material to be stored, testing should be undertaken.

^a For situations where it is difficult to justify the cost of testing, because the cost implications of using a wide property range for the design are minor, the properties of the "default material" may be used. For small installations, these properties may be adequate. However, they will lead to very uneconomic designs for large silos, and testing should always be preferred.

^b The unit weight of the solid γ_u is the upper characteristic value, to be used for all calculations of actions. The lower characteristic value γ_c is provided in Table E.1 to assist in estimating the required volume of a silo that will have a defined capacity.

^c Effective wall friction for wall Type D4 (corrugated wall) may be found using the method defined in Annex D. D.2.

^d Solids in this table that are known to be susceptible to dust explosion are identified by the symbol ☉.

^e Solids that are susceptible to mechanical interlocking are identified by the symbol ‡.

Fonte: Aptado EN 1991-4:2006

5.4.4 Cargas nas paredes verticais:

Cargas nas paredes verticais devido ao enchimento

Carga fixa:

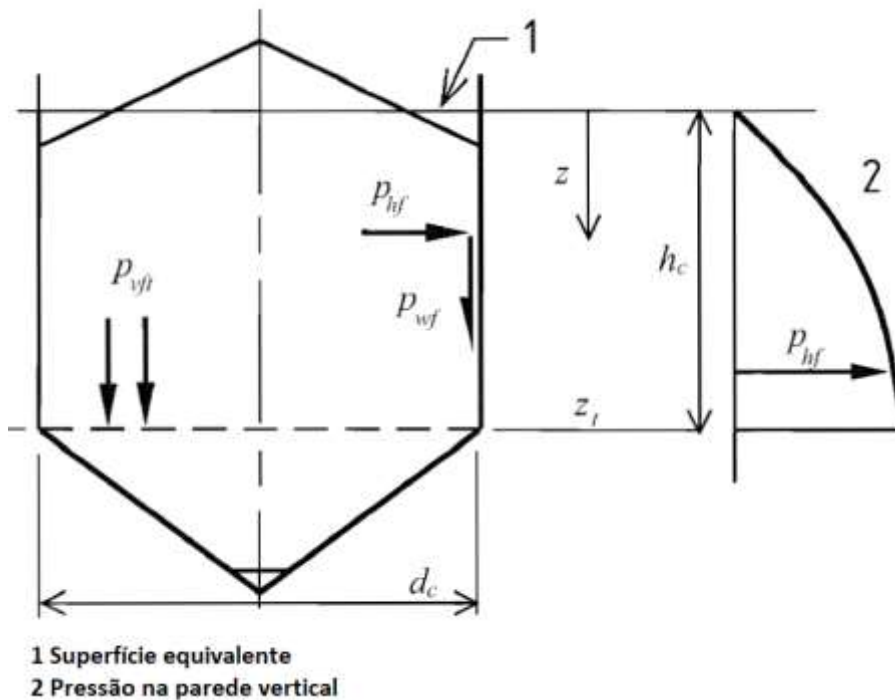
Os valores de pressão horizontal p_{hf} , pressão de atrito na parede p_{wf} e pressão vertical p_{vf} em qualquer profundidade após o processo de enchimento e durante o armazenamento, são descritas pelas expressões matemáticas previstas na norma EN 1991-4:2006, estas são:

$$p_{hf}(z) = p_{ho} * Y_j(z) \tag{5.19}$$

$$p_{wf}(z) = \mu * p_{ho} * Y_j(z) \tag{5.20}$$

$$p_{vf}(z) = \frac{p_{ho}}{K} * Y_j(z) \tag{5.21}$$

Figura 54: Pressões de enchimento simétricas no segmento de paredes verticais



Fonte: EN 1991-4:2006

Em que.

$$p_{ho} = \gamma * k * z_0 \quad 5.22$$

$$z_0 = \frac{1}{K * \mu} * \frac{A}{U} \quad 5.23$$

$$Y_j(z) = 1 - e^{-z/z_0} \quad 5.24$$

Sendo:

γ valor característico do peso volúmico

μ valor característico do coeficiente de atrito da parede quando o sólido desliza pela parede vertical;

Z profundidade abaixo da superfície equivalente do sólido;

K o valor característico da razão da pressão lateral;

A a área da seção do silo;

U o perímetro interno da seção do silo;

$Y_j(z)$ Função de variação de profundidade de pressão (Janssen)

Considerando o trigo como produto a ser armazenado, tem se os valores de $\gamma_i = 8.0$; $\gamma_u = 9.0$; $K_m = 0.54$; $\mu = 0.38$ (parede D2), a altura z vai variar entre $z=0$ m até $z=27,04$ m sendo assim podem se substituir os valores nas equações (5.22 e 5.23) para os estados limites últimos:

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

ELU1 (pressão normal máxima):

$$z_0 = \frac{1}{0.5994 * 0.327586} * 1.615 = 8.22489m \quad 5.23$$

$$p_{ho} = 9.0 * 0.5994 * 8.22489 = 44.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 5.22$$

ELU2 (pressão de atrito máxima):

$$z_0 = \frac{1}{0.5994 * 0.4408} * 1.615 = 6.11243m \quad 5.23$$

$$p_{ho} = 9.0 * 0.5994 * 6.11243 = 32.974138 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 5.22$$

ELU3: (pressão vertical máxima no fundo)

$$z_0 = \frac{1}{0.486486 * 0.327586} * 1.615 = 10.1339m \quad 5.23$$

$$p_{ho} = 9.0 * 0.486486 * 10.1339 = 44.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 5.22$$

Com o valor de p_{ho} definido, podem se executar o cálculo de p_{hf} ; p_{wf} ; p_{vf} ; porém este parâmetro terá de ser calculado para cada profundidade, porque irá influenciar nos resultados obtidos. A seguir encontra se o quadro que representa o cálculo efetuado:

Tabela 24: Pressões nas paredes verticais do silo durante o enchimento (ELU 1- pressão normal á parede máxima)

z (m)	ELU 1			Enchimento		
	z_0	$Y_j(z)$	P_{ho}	P_{hf} (kN/m ²)	P_{wf} (kN/m ²)	P_{vf} (kN/m ²)
0	8.224892	0	44.37	0	0	0
1	8.224892	0.114482	44.37	5.079553	1.663991	8.474396
2	8.224892	0.215857	44.37	9.57759	3.137486	15.97863
3	8.224892	0.305627	44.37	13.56068	4.442293	22.62376
4	8.224892	0.38512	44.37	17.08779	5.597723	28.50815
5	8.224892	0.455513	44.37	20.2111	6.620878	33.71889
6	8.224892	0.517847	44.37	22.97685	7.5269	38.33309
7	8.224892	0.573044	44.37	25.42598	8.329199	42.41905
8	8.224892	0.621923	44.37	27.59472	9.03965	46.03724
9	8.224892	0.665206	44.37	29.51518	9.668767	49.24121
10	8.224892	0.703534	44.37	31.21579	10.22586	52.07839
11	8.224892	0.737474	44.37	32.7217	10.71918	54.59076
12	8.224892	0.767528	44.37	34.05522	11.15602	56.81552
13	8.224892	0.794142	44.37	35.23607	11.54285	58.78558
14	8.224892	0.817709	44.37	36.28174	11.8854	60.5301
15	8.224892	0.838578	44.37	37.2077	12.18873	62.07491
16	8.224892	0.857058	44.37	38.02765	12.45733	63.44286
17	8.224892	0.873422	44.37	38.75373	12.69519	64.65421
18	8.224892	0.887913	44.37	39.39669	12.90581	65.72688
19	8.224892	0.900745	44.37	39.96605	13.09233	66.67675
20	8.224892	0.912108	44.37	40.47022	13.25749	67.51788
21	8.224892	0.92217	44.37	40.91667	13.40374	68.26272
22	8.224892	0.93108	44.37	41.31201	13.53325	68.92228
23	8.224892	0.93897	44.37	41.6621	13.64793	69.50634
24	8.224892	0.945957	44.37	41.9721	13.74948	70.02353
25	8.224892	0.952144	44.37	42.24662	13.83941	70.48151
26	8.224892	0.957622	44.37	42.48971	13.91904	70.88707
27	8.224892	0.962474	44.37	42.70497	13.98956	71.24619
27.04	8.224892	0.962656	44.37	42.71304	13.9922	71.25967

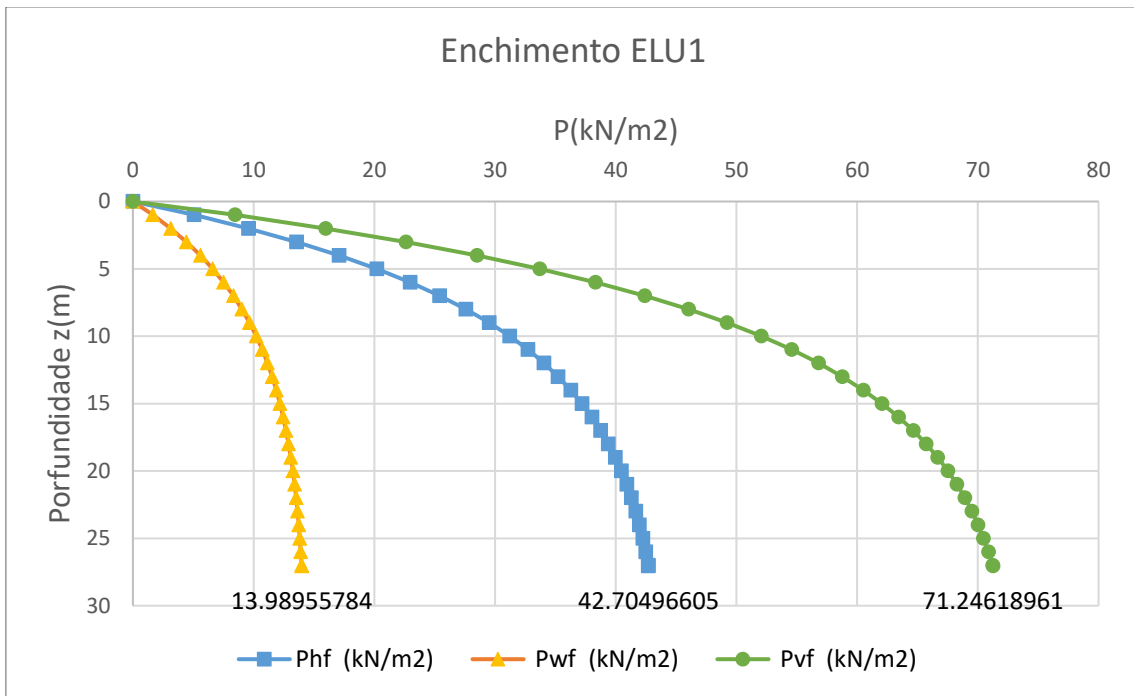


Gráfico 6: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU1)

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 25: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de enchimento (ELU 2- tração friccional)

ELU 2				Enchimento		
z (m)	z ₀	Y _i (z)	P _{h0}	P _{hf} (kN/m ²)	P _{wf} (kN/m ²)	P _{vf} (kN/m ²)
0	6.112434	0	32.97414	0	0	0
1	6.112434	0.150919	32.97414	4.976431	2.193611	8.302354
2	6.112434	0.279062	32.97414	9.201823	4.056164	15.35172
3	6.112434	0.387865	32.97414	12.78952	5.637621	21.33721
4	6.112434	0.480248	32.97414	15.83577	6.980407	26.41937
5	6.112434	0.558689	32.97414	18.42228	8.12054	30.73453
6	6.112434	0.625291	32.97414	20.61843	9.088605	34.39845
7	6.112434	0.681842	32.97414	22.48315	9.910571	37.50942
8	6.112434	0.729858	32.97414	24.06644	10.60849	40.15088
9	6.112434	0.770628	32.97414	25.41078	11.20107	42.3937
10	6.112434	0.805244	32.97414	26.55224	11.70423	44.29803
11	6.112434	0.834637	32.97414	27.52143	12.13144	45.91496
12	6.112434	0.859593	32.97414	28.34434	12.49419	47.28786
13	6.112434	0.880783	32.97414	29.04307	12.80218	48.45357
14	6.112434	0.898775	32.97414	29.63634	13.0637	49.44335
15	6.112434	0.914052	32.97414	30.14008	13.28575	50.28375
16	6.112434	0.927023	32.97414	30.56779	13.47428	50.99732
17	6.112434	0.938037	32.97414	30.93096	13.63437	51.6032
18	6.112434	0.947388	32.97414	31.23931	13.77029	52.11764
19	6.112434	0.955328	32.97414	31.50113	13.8857	52.55444
20	6.112434	0.96207	32.97414	31.72344	13.98369	52.92532
21	6.112434	0.967795	32.97414	31.91219	14.06689	53.24023
22	6.112434	0.972655	32.97414	32.07246	14.13754	53.50761
23	6.112434	0.976782	32.97414	32.20854	14.19752	53.73463
24	6.112434	0.980286	32.97414	32.32408	14.24846	53.9274
25	6.112434	0.983261	32.97414	32.42219	14.2917	54.09107
26	6.112434	0.985787	32.97414	32.50549	14.32842	54.23004
27	6.112434	0.987932	32.97414	32.57622	14.3596	54.34804
27.04	6.112434	0.988011	32.97414	32.57881	14.36074	54.35237

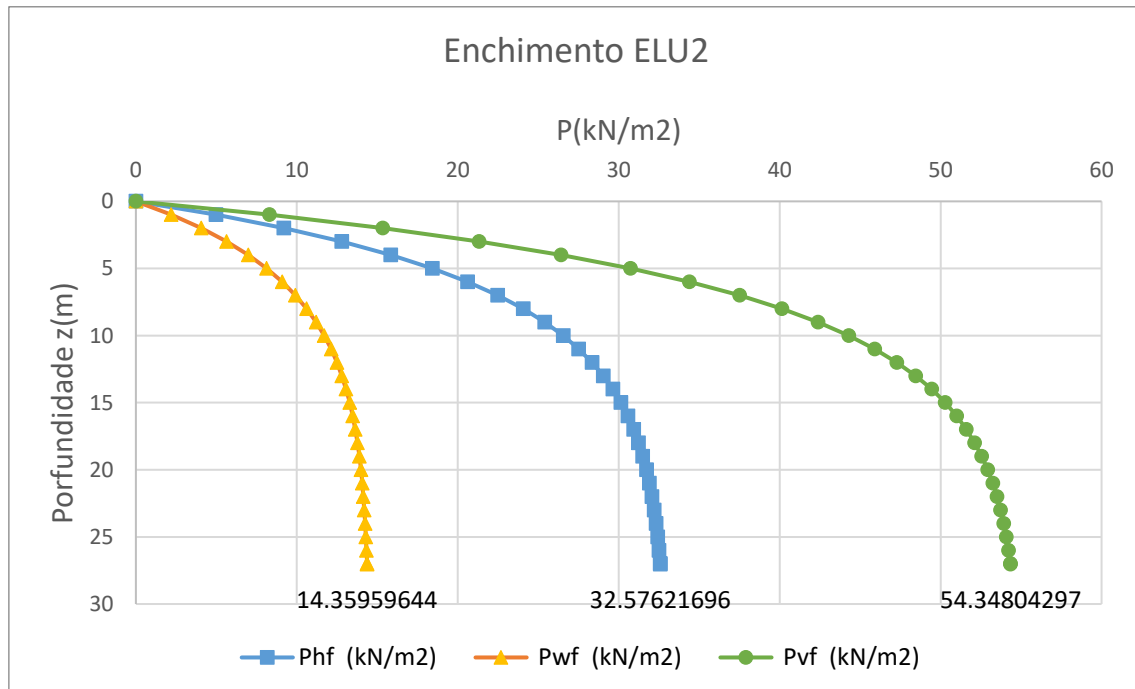


Gráfico 7: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU2)

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 26: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de enchimento(ELU3- Máxima carga vertical sobre a tremonha)

ELU 3				Enchimento		
z (m)	z_0	$Y_j(z)$	P_{h0}	P_{hf} (kN/m ²)	P_{wf} (kN/m ²)	P_{vf} (kN/m ²)
0	10.13389	0	44.37	0	0	0
1	10.13389	0.093966	44.37	4.169286	1.3658	8.570198
2	10.13389	0.179103	44.37	7.946799	2.603262	16.33509
3	10.13389	0.25624	44.37	11.36935	3.724443	23.37034
4	10.13389	0.326128	44.37	14.4703	4.740272	29.74451
5	10.13389	0.389449	44.37	17.27987	5.660646	35.51973
6	10.13389	0.446821	44.37	19.82543	6.494536	40.75227
7	10.13389	0.498801	44.37	22.13179	7.250069	45.49312
8	10.13389	0.545897	44.37	24.22143	7.934607	49.7885
9	10.13389	0.588567	44.37	26.11472	8.554822	53.68026
10	10.13389	0.627228	44.37	27.8301	9.116757	57.20632
11	10.13389	0.662256	44.37	29.38429	9.62589	60.40105
12	10.13389	0.693992	44.37	30.79245	10.08718	63.29558
13	10.13389	0.722747	44.37	32.06828	10.50513	65.91813
14	10.13389	0.748799	44.37	33.22423	10.8838	68.29424
15	10.13389	0.772404	44.37	34.27155	11.22689	70.44708
16	10.13389	0.79379	44.37	35.22047	11.53774	72.39763
17	10.13389	0.813167	44.37	36.08022	11.81938	74.16489
18	10.13389	0.830723	44.37	36.85918	12.07456	75.76608
19	10.13389	0.846629	44.37	37.56494	12.30576	77.21682
20	10.13389	0.861041	44.37	38.20439	12.51523	78.53124
21	10.13389	0.874098	44.37	38.78375	12.70502	79.72215
22	10.13389	0.885929	44.37	39.30867	12.87698	80.80115
23	10.13389	0.896648	44.37	39.78426	13.03278	81.77876
24	10.13389	0.906359	44.37	40.21517	13.17393	82.66451
25	10.13389	0.915158	44.37	40.60558	13.30183	83.46703
26	10.13389	0.923131	44.37	40.95931	13.4177	84.19414
27	10.13389	0.930354	44.37	41.2798	13.52269	84.85292
27.04	10.13389	0.930628	44.37	41.29197	13.52668	84.87794

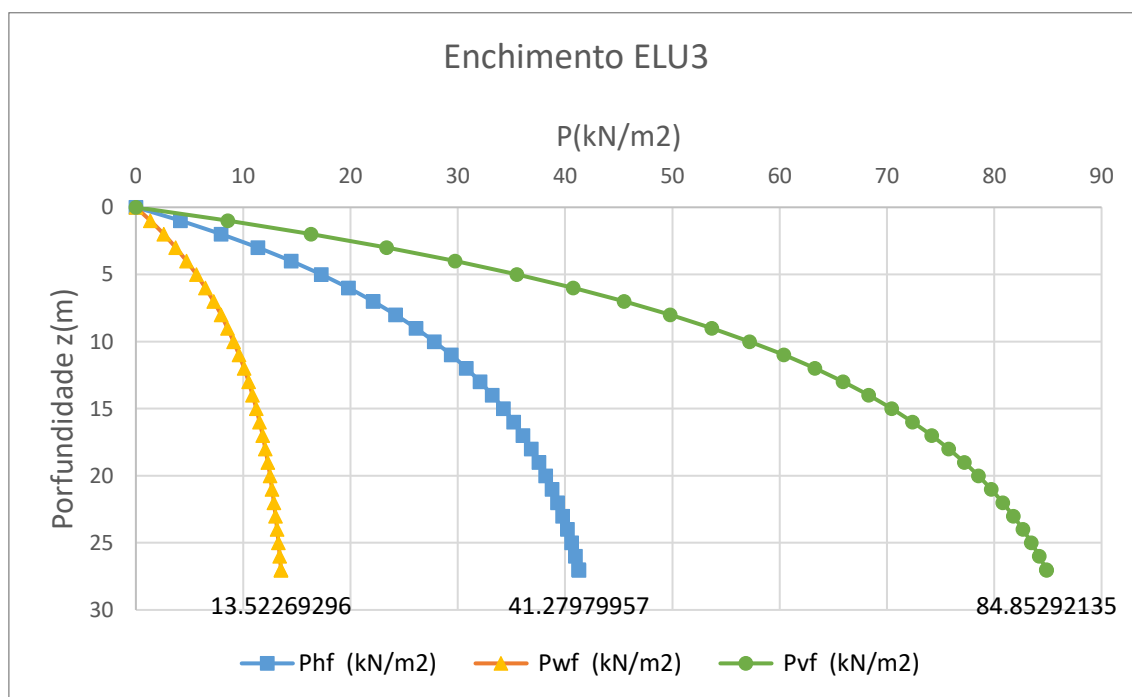


Gráfico 8: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de enchimento ELU3)

Nota: Os demais gráficos de pressão para o processo de enchimento estão presentes no Anexo B do seguinte projeto.

Sendo assim, pode se obter o valor característico resultante da força vertical (de compressão), na parede do silo n_{zsk} por unidade de comprimento de perímetro, após enchimento e a profundidade z , é:

$$n_{zsk} = \int_0^z P_{wf}(z) dz = \mu * P_{h0} [z - z_0 * Y_j(z)] \quad (\text{kN/m}) \quad 5.24$$

Carga livre:

A carga livre deve ser usada de modo a representar um carregamento acidentalmente assimétrico durante o processo de enchimento. Porém, segundo a norma silos de classe 1 e silos que não apresentam excentricidade de carregamento, não necessitam desta consideração. Como foram desconsideradas excentricidades, serão desprezados o efeito da carga livre.

$$p_{pf}(z) = C_{pf} * p_{hf} \quad 5.25$$

Da qual:

$$C_{pf} = 0.21 * C_{op} * [1 + 2 * E^2] * (1 - \exp \left\{ -1.5 * \left[\left(\frac{h_c}{d_c} \right) - 1 \right] \right\}) \quad 5.26$$

$$E = \frac{2 * e_f}{d_c} \quad 5.27$$

$$C_{pf} \geq 0 \quad 5.28$$

Em que:

C_{pf} Coeficiente de pressões adicionais estáticas;

e_f é a excentricidade máxima da superfície da pilha de material durante o enchimento.

p_{hf} é o valor local da pressão de enchimento, à altura a que a carga livre é aplicada

C_{op} é o fator de referência do sólido para carga local. (ver tabela E.1)

Nota: O processo de cálculo das pressões extras foi devidamente descrito no capítulo anterior, no caso prático não foi considerado excentricidades no carregamento, sendo assim o excesso de pressão nas paredes verticais é nulo.

Cargas nas paredes verticais devido ao esvaziamento:

Carga fixa:

$$p_{he}(z) = C_h * p_{hf} \quad 5.29$$

$$p_{we}(z) = C_w * p_{wf} \quad 5.30$$

Em que:

C_h é o fator de descarga para pressão horizontal;

C_w é o fator de descarga para tração de atrito da parede;

Os valores de C_w e C_h devem ser definidos de acordo com a classe de segurança/confiança.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Segundo a norma EN 1991-4: 2006, para os silos que apresentam classe 1, os coeficientes C_w e C_h deverão ser calculados pelas fórmulas:

$$C_h = 1.15 + 1.5 * \left(1 + 0.4 * \frac{e}{d_c} \right) * C_{op} \quad 5.31$$

$$C_w = 1.4 * \left(1 + 0.4 * \frac{e}{d_c} \right) \quad 5.32$$

Como o silo em questão é de classe 2, segundo a norma EN 1991-4: 2006, para os silos que apresentam classe de carga 2 ou 3 os valores dos coeficientes são:

$$C_h = C_0 = 1.15$$

$$C_w = 1.10$$

Portanto os valores de pressão durante o esvaziamento será:

$$P_{he}(z) = 1.15 * p_{hf} \quad 5.29$$

$$P_{we}(z) = 1.1 * p_{wf} \quad 5.30$$

Os resultados obtidos estão presentes na tabela a seguir:

Tabela 27: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de esvaziamento (ELU 1- pressão normal á parede máxima)

ELU 1				Esvaziamento	
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{he} (kN/m ²)	P _{we} (kN/m ²)
0	8.224892	0	44.37	0	0
1	8.224892	0.114482	44.37	5.841485731	1.830390581
2	8.224892	0.215857	44.37	11.01422827	3.451234946
3	8.224892	0.305627	44.37	15.59478648	4.886522301
4	8.224892	0.38512	44.37	19.65095462	6.157495527
5	8.224892	0.455513	44.37	23.24276576	7.282965583
6	8.224892	0.517847	44.37	26.42338027	8.279589919
7	8.224892	0.573044	44.37	29.23987264	9.162119012
8	8.224892	0.621923	44.37	31.73392819	9.943614679
9	8.224892	0.665206	44.37	33.94246003	10.6356434
10	8.224892	0.703534	44.37	35.8981554	11.24844749
11	8.224892	0.737474	44.37	37.62995945	11.79109674
12	8.224892	0.767528	44.37	39.16350364	12.27162258
13	8.224892	0.794142	44.37	40.52148509	12.69713701
14	8.224892	0.817709	44.37	41.72400252	13.07393782
15	8.224892	0.838578	44.37	42.78885372	13.40760184
16	8.224892	0.857058	44.37	43.73179895	13.70306744
17	8.224892	0.873422	44.37	44.56679421	13.96470763
18	8.224892	0.887913	44.37	45.30619779	14.19639481
19	8.224892	0.900745	44.37	45.96095321	14.40155805
20	8.224892	0.912108	44.37	46.54075111	14.58323386
21	8.224892	0.92217	44.37	47.05417276	14.74411111
22	8.224892	0.93108	44.37	47.50881704	14.88657086
23	8.224892	0.93897	44.37	47.91141286	15.01272157
24	8.224892	0.945957	44.37	48.26791884	15.12443034
25	8.224892	0.952144	44.37	48.5836114	15.2233505
26	8.224892	0.957622	44.37	48.86316295	15.31094611
27	8.224892	0.962474	44.37	49.11071096	15.38851363
27.04	8.224892	0.962656	44.37	49.12000052	15.39142445

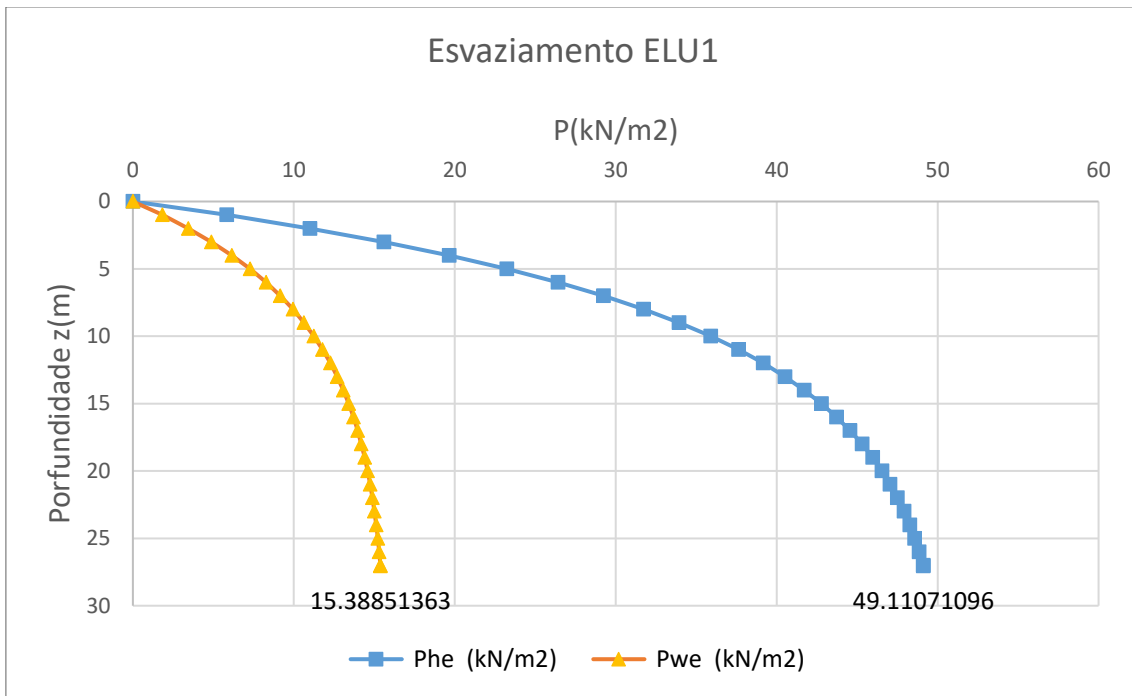


Gráfico 9: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de esvaziamento ELU1)

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 28: Pressões nas paredes verticais do silo no processo de esvaziamento (ELU 2- tração friccional máxima)

ELU 2				Esvaziamento	
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{he} (kN/m ²)	P _{we} (kN/m ²)
0	6.112434	0	32.97414	0	0
1	6.112434	0.150919	32.97414	5.72289557	2.41297183
2	6.112434	0.279062	32.97414	10.58209625	4.461779851
3	6.112434	0.387865	32.97414	14.70795019	6.201383379
4	6.112434	0.480248	32.97414	18.2111335	7.678447312
5	6.112434	0.558689	32.97414	21.18561914	8.93259392
6	6.112434	0.625291	32.97414	23.71119775	9.997465709
7	6.112434	0.681842	32.97414	25.85561803	10.90162789
8	6.112434	0.729858	32.97414	27.67640409	11.66933462
9	6.112434	0.770628	32.97414	29.22239855	12.32117966
10	6.112434	0.805244	32.97414	30.53507274	12.87464876
11	6.112434	0.834637	32.97414	31.64963918	13.34458873
12	6.112434	0.859593	32.97414	32.59599613	13.74360574
13	6.112434	0.880783	32.97414	33.39952963	14.08240341
14	6.112434	0.898775	32.97414	34.08179449	14.37007001
15	6.112434	0.914052	32.97414	34.66109247	14.61432219
16	6.112434	0.927023	32.97414	35.15296326	14.82171202
17	6.112434	0.938037	32.97414	35.5706013	14.99780275
18	6.112434	0.947388	32.97414	35.92520973	15.14731799
19	6.112434	0.955328	32.97414	36.22630094	15.27426852
20	6.112434	0.96207	32.97414	36.4819517	15.38205977
21	6.112434	0.967795	32.97414	36.69901985	15.47358325
22	6.112434	0.972655	32.97414	36.88332824	15.55129408
23	6.112434	0.976782	32.97414	37.03982096	15.61727686
24	6.112434	0.980286	32.97414	37.17269592	15.67330156
25	6.112434	0.983261	32.97414	37.28551749	15.72087106
26	6.112434	0.985787	32.97414	37.38131212	15.76126141
27	6.112434	0.987932	32.97414	37.4626495	15.79555608
27.04	6.112434	0.988011	32.97414	37.46563434	15.79681459

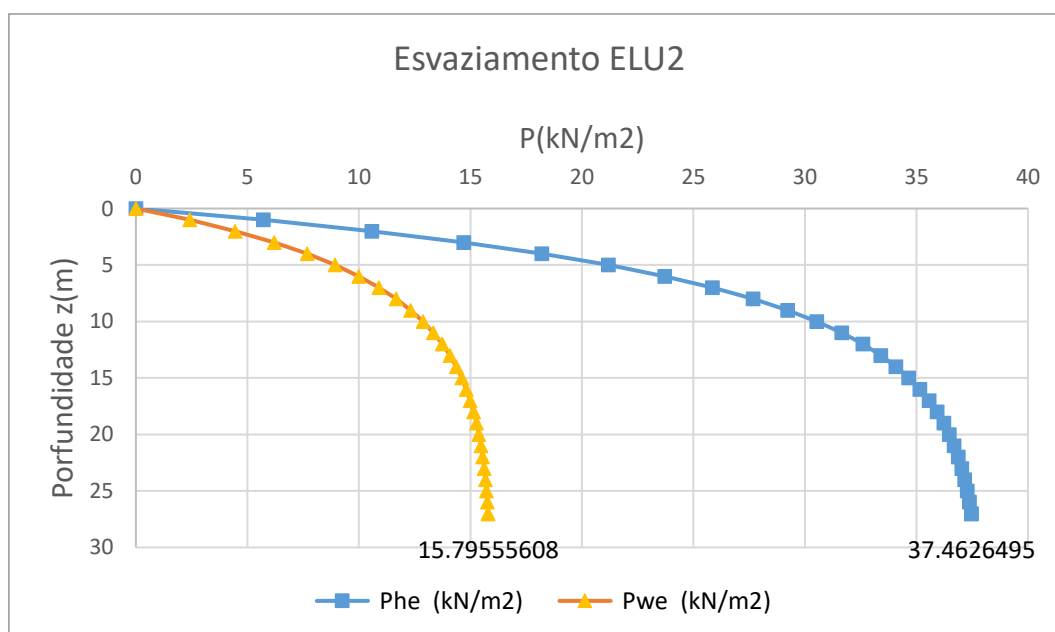


Gráfico 10: Pressão atuante nas paredes verticais do silo (processo de esvaziamento ELU2)

Nota: Vale lembrar que a verificação do ELU3 não é necessária visto que na descarga as pressões preponderantes são as de atrito e as pressões horizontais. Somente os estados limite ELU1 e

ELU2 são verificadas para a condição de descarregamento. Encontra se no anexo B do seguinte projeto os demais gráficos de pressão para o processo de esvaziamento.

Sendo assim, podem se obter o valor característico resultante da força vertical (de compressão), na parede do silo n_{zsk} por unidade de comprimento de perímetro, após enchimento e a profundidade z , é

$$n_{zsk} = \int_0^z P_{wf}(z) dz = C_w * \mu * P_{h0} [z - z_0 * Y_j(z)] \quad (\text{kN/m}) \quad 5.33$$

Carga livre:

A carga livre deve ser usada de modo a representar um carregamento acidentalmente assimétrico durante o esvaziamento, assim como a excentricidade interna e externa.

Porém, segundo a norma silos de classe 1 ou silos que não apresentem excentricidades, não necessitam desta consideração. Como foram desconsideradas excentricidades, será desprezado o efeito da carga livre.

$$p_{pe}(z) = C_{pe} * p_{he} \quad 5.34$$

Da qual:

$$C_{pe} = 0.48 * C_{op} * [1 + 2 * E^2] * (1 - \exp \left\{ -1.5 * \left[\left(\frac{h_c}{d_c} \right) - 1 \right] \right\}) \quad 5.35$$

$$E = \frac{2 * e}{d_c} \quad 5.36$$

$$C_{pe} \geq 0 \quad 5.37$$

$$e = \max(e_f; e_0) \quad 5.38$$

Em que:

C_{pe} Coeficiente de pressões adicionais dinâmicas

e_f é a excentricidade da superfície da pilha durante o enchimento

e_0 é a excentricidade do centro da tremonha;

p_{he} é o valor local da pressão à altura a que a carga livre é aplicada (expressão 4.0)

C_{op} é o fator de referência do sólido para carga local (tabela do ec1 grande)

Encontra se no anexo (B) os gráficos de pressão referentes ao processo de carregamento e descarregamento na parede vertical.

5.4.5 Cargas nas tremonhas:

As tremonhas dos silos, podem ser classificadas de acordo com a sua geometria, sendo estas:

Horizontais

Íngremes

Baixa

Uma tremonha classificada como base horizontal, deve apresentar uma inclinação com a horizontal de no máximo 5º.

Uma tremonha pode ser classificada como íngreme quando:

$$\tan \beta < \frac{(1 - k)}{2 * \mu_c} \quad 5.39$$

Em que:

K é o menor valor característico do rácio lateral nas paredes verticais.

β É a medida do ângulo do vértice da tremonha com a vertical $\beta = 52.64^\circ$

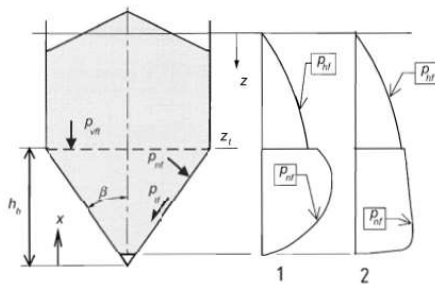
μ_c é o menor valor característico do coeficiente de atrito na parede da tremonha.

Sendo assim pela relação demonstrada na equação (5.39..) tem se:

$$\tan \beta < \frac{(1 - k)}{2 * \mu_c} \rightarrow 1.3098 > \frac{(1 - 0.54)}{2 * 0.38}$$

De acordo com esta relação, a tremonha é classificada como baixa.

Figura 55: Distribuição das pressões de enchimento nas tremonhas íngremes e rasas



Fonte: EN 1991-4:2006

1 Representa o valor obtido para tremonhas baixas

2 Representa o valor obtido para tremonhas íngremes.

A pressão vertical principal na transição entre o segmento da parede vertical e a tremonha é dada pela fórmula:

$$P_{vft} = C_b * p_{vf} \quad 5.40$$

Em que:

P_{vft} é a pressão vertical de enchimento calculada (ver capítulo 4.3.2)

C_b é o coeficiente que majora a carga na base para ter em consideração a possibilidade de mais cargas provenientes das paredes verticais serem transferidas para a tremonha. Para classe 2 e 3 o valor de $C_b = 1.2$.

Cálculo alternativo para as pressões nas tremonhas:

Para o cálculo final das pressões na tremonha foi utilizado o método alternativo previsto na norma EN 1991-4:2006 no anexo G

Notação:

l_h é a distância inclinada do vértice da tremonha à transição;

P_n pressão normal à parede inclinada da tremonha;

P_{ni} Componente da pressão normal à parede inclinada ($i= 1,2$ e 3);

P_s Pressão de transição. Esta pressão pode ocorrer durante o esvaziamento de um silo de fluxo de massa ou em funil;

Pressões na tremonha durante o enchimento:

As regras alternativas definidas no anexo G, serão utilizadas para determinação das pressões aplicadas na parede da tremonha. Este processo alternativo pode ser descrito por meio das expressões:

$$p_{nf} = P_{n3} + P_{n2} + (P_{n1} - P_{n2}) * \frac{x}{l_h} \quad 5.41$$

Com:

$$p_{n1} = p_{v0} * (C_b * \sin^2 \beta + \cos^2 \beta) \quad 5.42$$

$$p_{n2} = p_{v0} * C_b * \sin^2 \beta \quad 5.43$$

$$p_{n3} = 3 * \frac{A}{U} * \frac{\gamma * K_s}{\sqrt{\mu}} \cos^2 \beta \quad 5.44$$

Em que:

β é o ângulo da tremonha em relação à direção vertical (ver figura 18)

x é o comprimento da seção inclinada, que vai de 0 até l_h ;

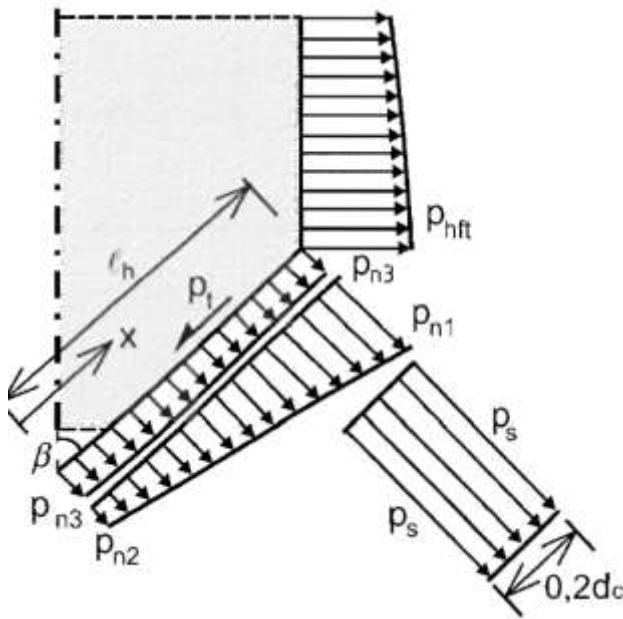
p_{n1} e p_{n2} definem a pressão distribuída no material armazenado na transição;

p_{n3} é a pressão na tremonha devida à pressão vertical no material armazenado na transição;

C_b é o coeficiente de majoração da carga ($C_b = 1.2$).

p_{v0} é a pressão vertical atuante na transição após o enchimento, calculada na expressão demonstrada anteriormente de p_{vf} para a profundidade que inicia a tremonha ($z = 27.04$)

Figura 56: Regra alternativa para cálculo de cargas na tremonha



Fonte: EN 1991-4:2006

Sendo assim tem-se uma componente que é denominada por p_{tf} equivalente a pressão de atrito na parede da tremonha, que é calculada por meio da expressão:

$$p_{tf} = p_{nf} * \mu_h \quad 5.45$$

Pressões na tremonha durante o esvaziamento:

Para silos com escoamento do tipo massa, gera-se uma sobrepressão na zona de transição da tremonha com a parede (por uma distância de $0.2*d_c$) logo esta sobrepressão devido ao processo de esvaziamento é dada por:

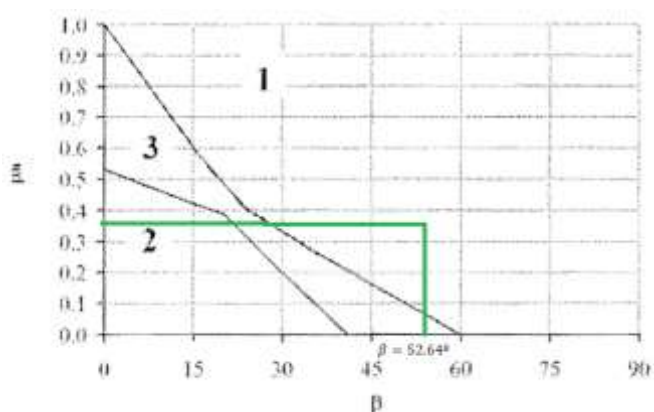
$$p_s = 2 * K * p_{vft} \quad 5.46$$

Para o caso prático apresentado, o escoamento se faz em funil (verificar gráfico 8), logo podem-se calcular as cargas devido ao esvaziamento usando as fórmulas do enchimento. Sendo assim não se verifica as condições impostas pela tabela 21 referentes aos estados limites últimos, pois por meio desta abordagem as pressões de esvaziamento serão as mesmas ao processo de enchimento.

$$p_{ns} = p_{nf} \quad 5.47$$

$$p_{ns} = P_{n3} + P_{n2} + (P_{n1} - P_{n2}) * \frac{x}{l_h} \quad 5.41$$

Gráfico 11: Definição do tipo de fluxo de acordo com a forma geométrica da tremonha e sua inclinação



1 Fluxo funil

2 Fluxa massa

3 Fluxo misto

Fonte: Adaptado EN 1991-4:2006

Verifica se que esta pressão normal não é constante durante a parede inclinada da tremonha, então terá um valor para cada faixa de profundidade.

Após efetuado os cálculos utilizando se a expressões descritas anteriormente, pode se obter os valores para as pressões finais na tremonha, de acordo com os quadros a seguir:

Tabela 29: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 1)

	x (m)	P_{v0} (kN/m ²)	P_{n1} (kN/m ²)	P_{n2} (kN/m ²)	P_{n3} (kN/m ²)	P_n (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	P_{ns} (kN/m ²)
ELU1	0	71.2596662	80.263584	54.0235067	11.7654246	65.78893	28.99976	65.7889313
	0.48		80.263584	54.0235067	11.7654246	69.5487	30.65707	69.5487036
	0.96		80.263584	54.0235067	11.7654246	73.30848	32.31438	73.3084758
	1.44		80.263584	54.0235067	11.7654246	77.06825	33.97168	77.0682481
	1.92		80.263584	54.0235067	11.7654246	80.82802	35.62899	80.8280204
	2.4		80.263584	54.0235067	11.7654246	84.58779	37.2863	84.5877927
	2.88		80.263584	54.0235067	11.7654246	88.34756	38.94361	88.3475649
	3.36		80.263584	54.0235067	11.7654246	92.10734	40.60091	92.1073372

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 30: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de massa (ELU 1)

	x (m)	P_{v0} (kN/m ²)	P_{n1} (kN/m ²)	P_{n2} (kN/m ²)	P_{n3} (kN/m ²)	P_n (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	P_s fluxo de massa (kN/m ²)
ELU1	0	71.2596662	80.263584	54.02351	11.76542461	65.78893	28.99976	69.33372929
	0.48		80.263584	54.02351	11.76542461	69.5487	30.65707	
	0.96		80.263584	54.02351	11.76542461	73.30848	32.31438	
	1.44		80.263584	54.02351	11.76542461	77.06825	33.97168	
	1.92		80.263584	54.02351	11.76542461	80.82802	35.62899	
	2.4		80.263584	54.02351	11.76542461	84.58779	37.2863	
	2.88		80.263584	54.02351	11.76542461	88.34756	38.94361	
	3.36		80.263584	54.02351	11.76542461	92.10734	40.60091	

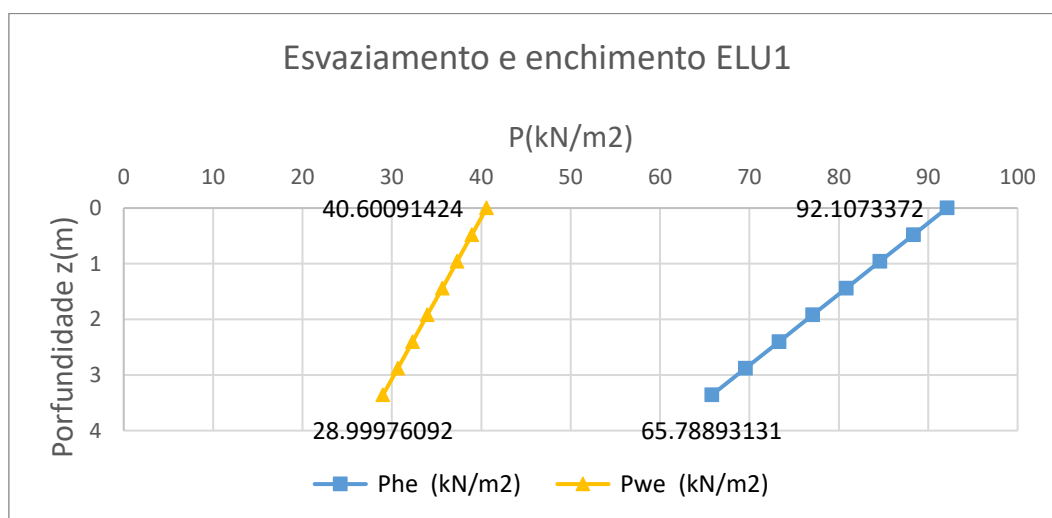


Gráfico 12: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 1)

Tabela 31: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2)

	x (m)	P_{v0} (kN/m ²)	P_{n1} (kN/m ²)	P_{n2} (kN/m ²)	P_{n3} (kN/m ²)	P_n (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	P_{ns} (kN/m ²)
ELU2	0	54.3523732	61.21999302	41.20571918	16.8155684	58.02129	25.57578	58.0212876
	0.48		61.21999302	41.20571918	16.8155684	60.889	26.83987	60.8890044
	0.96		61.21999302	41.20571918	16.8155684	63.75672	28.10396	63.7567213
	1.44		61.21999302	41.20571918	16.8155684	66.62444	29.36805	66.6244381
	1.92		61.21999302	41.20571918	16.8155684	69.49215	30.63214	69.492155
	2.4		61.21999302	41.20571918	16.8155684	72.35987	31.89623	72.3598718
	2.88		61.21999302	41.20571918	16.8155684	75.22759	33.16032	75.2275887
	3.36		61.21999302	41.20571918	16.8155684	78.09531	34.42441	78.0953055

Tabela 32: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de massa (ELU 2)

	x (m)	P_{v0} (kN/m ²)	P_{n1} (kN/m ²)	P_{n2} (kN/m ²)	P_{n3} (kN/m ²)	P_n (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	P_s fluxo de massa (kN/m ²)
ELU2	0	54.3523732	61.21999302	41.20572	16.81556841	58.02129	25.57578	65.15762493
	0.48		61.21999302	41.20572	16.81556841	60.889	26.83987	
	0.96		61.21999302	41.20572	16.81556841	63.75672	28.10396	
	1.44		61.21999302	41.20572	16.81556841	66.62444	29.36805	
	1.92		61.21999302	41.20572	16.81556841	69.49215	30.63214	
	2.4		61.21999302	41.20572	16.81556841	72.35987	31.89623	
	2.88		61.21999302	41.20572	16.81556841	75.22759	33.16032	
	3.36		61.21999302	41.20572	16.81556841	78.09531	34.42441	

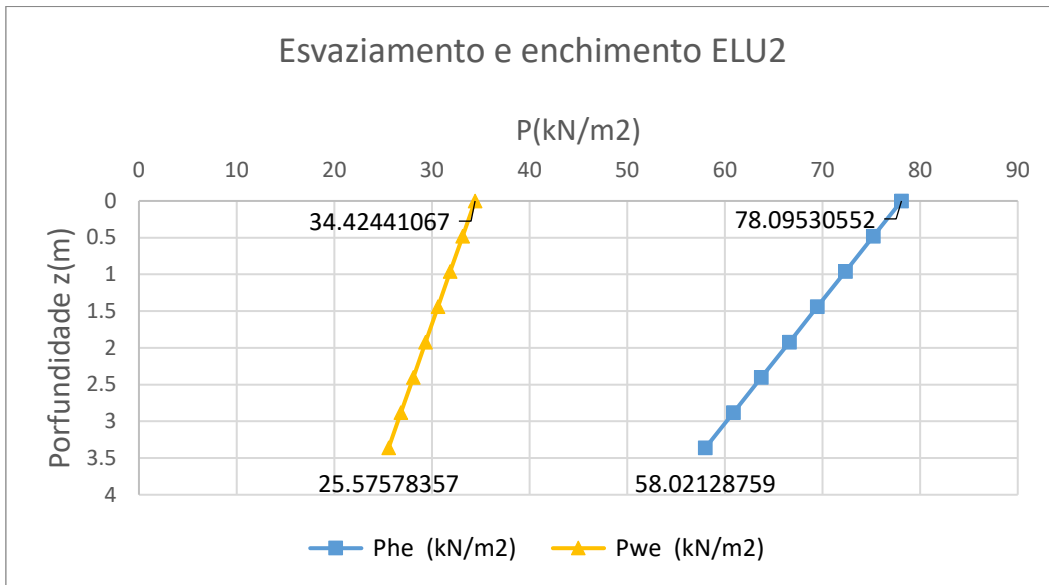


Gráfico 13: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2)

Encontram se no anexo (B) os gráficos de pressão referentes ao processo de carregamento e descarregamento das tremonhas. No mesmo anexo encontram se as situações de pressão para mesma tremonha se esta possuir um fluxo do tipo massa, em que as pressões devido ao esvaziamento são bem superiores quando comparadas ao fluxo de funil. Se o fluxo presente fosse o de massa durante o comprimento de $0.2 \cdot d_c = 1.29$ metros, teria um acréscimo de pressão para ELU1 $p_s = 69.33 \text{ kN/m}^2$; ELU2 $p_s = 65.16 \text{ kN/m}^2$.

5.5 Cálculo dos esforços devido a neve:

Na determinação das ações da estrutura em questão, para os esforços provenientes da ação da neve, não foi considerada a possibilidade de haver neves excecionais ao nível do solo. Segundo o anexo Nacional (NA) para as zonas z2 e z3, utilizar o caso A que desconsidera qualquer ação excecional da neve.

Isso quer dizer que será considerada esta ação sendo uma ação de acidente de acordo com a NP EN 1991-1-3:2009, 4.1.1(2).

5.5.1 Carga da neve ao nível do solo

Valor característico:

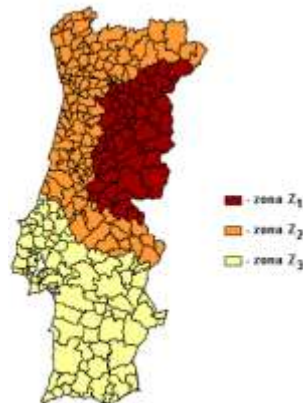
Segundo o anexo nacional da norma (NP EN 1991-1-3 2009), os valores característicos da carga da neve ao nível do solo (s_k), expressos em kN/m^2 , são determinados por:

$$s_k = C_z * \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad 5.48$$

H: altitude do local, em metros;

C_z : É o coeficiente dependente da zona que se localiza a estrutura estes valores são obtidos de acordo com a zona da região, sendo z1=0.2; z2=0.2; z3=0.1; as zonas podem ser definidas de acordo com figura (53) a seguir.

Figura 57: Classificação da zona quanto a influência da neve, em território nacional



Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

Como verificado, a zona do conselho de bragança está localizada em z2, logo o coeficiente $C_z = 0.2$

Sendo assim para $C_z = 0.2$, e para $H = 689m$, pode se calcular o valor associado á s_k de acordo com a equação (5.48)

$$s_k = C_z * \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \rightarrow 0.2 * \left[1 + \left(\frac{689}{500} \right)^2 \right] = 0.57977 \text{ kN/m}^2$$

Tratamento das cargas da neve excecionais ao nível do solo:

$$s_{Ad} = C_{es1} * s_k \quad 5.49$$

Em que:

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

s_{Ad} ; Valor característico da carga da neve excepcional ao nível do solo para local considerado, (segundo NA, o valor considerado para $s_{Ad} = 2.5$)

C_{es1} ; Coeficiente para cargas de neve excecionais;

s_k ; Valor característico da carga da neve ao nível do solo para local considerado;

Sendo assim para os valores de $s_k = 0.57977$; $C_{es1} = 2.5$; pode se calcular o valor de s_{Ad} :

$$s_{Ad} = C_{es1} * s_k \rightarrow 2.5 * 0.57977 = 1.449442 \text{ kN/m}^2 \quad 5.49$$

5.5.2 Carga da neve nas coberturas:

Tabela 33: Situações de projeto e disposição de carga a utilizar em função das condições locais

Condição normal	Condições excecionais			
	Caso A	Caso B1	Caso B2	Caso B3
sem neve como ação de acidente (ver 3.2(1))	queda excepcional como ação de acidente (ver 3.3(1))	deslocamento excepcional como ação de acidente (ver 3.3(2))	ou queda excepcional ou deslocamento excepcional como ação de acidente (ver 3.3(3))	
a) Situações de projeto persistentes/transitórias [1] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ [2] deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais)	a) Situações de projeto persistentes/transitórias [1] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ [2] deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais)	a) Situações de projeto persistentes/transitórias [1] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ [2] deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais)	a) Situações de projeto persistentes/transitórias [1] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ [2] deslocada $s = \mu_i C_e C_i z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais)	
	b) Situações de projeto acidentais [3] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i C_{vel} z_k$ [4] deslocada $s = \mu_i C_e C_i C_{vel} z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais)	b) Situações de projeto acidentais [5] $s = \mu_i z_k$ coef. μ_i de acordo com o Anexo B	b) Situações de projeto acidentais [3] não deslocada $s = \mu_i C_e C_i C_{vel} z_k$ [4] deslocada $s = \mu_i C_e C_i C_{vel} z_k$ coef. μ_i de acordo com: - secção 5.3 (ef. global) - secção 6 (ef. locais) [5] $s = \mu_i z_k$ coef. μ_i de acordo com o Anexo B	

NOTA 1: O caso A aplica-se aos locais situados nas zonas Z₁ e Z₂, definidas em NA-4.1(1).
O caso B3, equivalente à aplicação simultânea dos casos B1 e B2, aplica-se aos concelhos de Aguiar do Bairro e de Fornos de Algodres do distrito da Guarda e aos concelhos de Mangualde, Neães, Penalva do Castelo, Sátão e Tízenis do distrito de Viseu da zona Z₁, definidas em NA-4.1(1).
O caso B2 aplica-se aos restantes concelhos da zona Z₁.
NOTA 2: As verificações dos efeitos locais referidos na secção 6 são feitas nas situações de projeto persistentes/transitórias (ver 3.1(2) e 6.1(2)) e nas situações de projeto acidentais em que a ação de acidente seja a queda de neve excepcional (casos B1 e B3).

Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

No projeto deve se considerar que a neve pode distribuir se em uma cobertura com muitos padrões diferentes. Entre as características das coberturas, as que podem interferir no comportamento da neve e dos esforços gerados por ela são:

- Forma da cobertura;
- Propriedades térmicas;
- Rugosidade da superfície;
- Proximidade de outros edifícios;
- Terreno adjacente;
- Condições meteorológicas locais, em especial o regime de ventos, variação da temperatura e a frequência de precipitação (sob forma de chuva ou neve);

Para situações correntes de projeto (persistente/transitória), a carga da neve será dada pela seguinte fórmula:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad 5.50$$

Para situações de projeto acidentais (ocorrência prevista descrita anteriormente), a carga da neve é a própria ação de acidente, e é dada por:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad} \quad 5.51$$

μ_i : Coeficiente de forma para a carga da neve

s_k : Valor característico da carga da neve ao nível do solo

s_{Ad} : valor de cálculo da carga da neve excecional ao nível do solo para o local considerado;

C_e ; coeficiente de exposição;

C_t ; coeficiente térmico

O coeficiente de exposição (C_e),

O coeficiente de exposição (C_e), deverá ser escolhido levando se em conta as futuras alterações da envolvente da estrutura em estudo. O valor normalmente considerado é igual a 1, salvo as especificações diferentes em função da topografia. Os valores podem ser seguidos como mostra o quadro a seguir:

Tabela 34: Valores recomendados de C_e para diferentes topografias

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2

a) Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.
 b) Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.
 c) Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.

Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

O coeficiente térmico C_t :

O coeficiente térmico C_t deverá ser utilizado para se ter em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica ($> 1 \text{ W/m}^2\text{.K}$), em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo de calor. Para todos os outros casos $C_t = 1,0$.

Coeficiente de forma da cobertura μ_i :

O coeficiente de forma da cobertura vai depender da sua forma geométrica, assim como, se esta possui construções vizinhas adjacentes, ou se tem múltiplas vertentes, ou se é plana ou tem protuberâncias. A solução adotada para o caso prático está descrita a seguir, respeitando as recomendações da norma vigente.

Cobertura cilíndrica:

No projeto em questão foram consideradas as coberturas cilíndricas e desconsideradas as elevações no seu decorrer devido as pequenas dimensões destas. Desta maneira pode se calcular o coeficiente de forma μ_i para o caso prático.

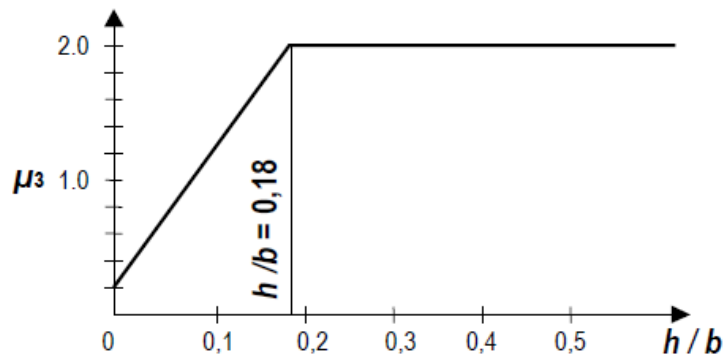
Segundo a norma (NP EN 1991-1-3 2009) a obtenção do coeficiente de forma é dada por:

$$\text{Para } \beta > 60^\circ, \mu_3 = 0 \quad 5.52$$

$$\text{Para } \beta \leq 60^\circ, \mu_3 = 0.2 + 10h/d \quad 5.53$$

Em que μ_3 deverá ser limitada a um valor máximo de acordo com quadro a seguir:

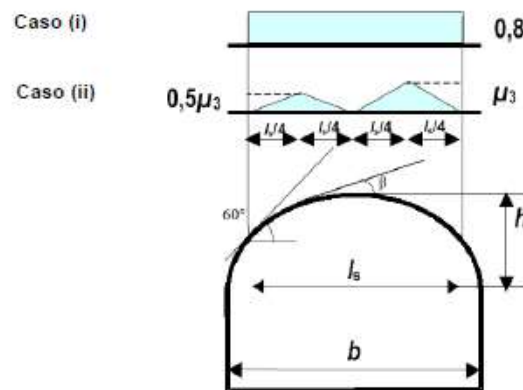
Gráfico 14: Coeficiente de forma para a carga da neve recomendado para coberturas cilíndricas com diferentes relações flecha/vão (para $\beta \leq 60^\circ$)



Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

Foram desconsideradas as elevações na cobertura: A situação de cálculo que a norma recomenda é o caso (i), de cobertura plana, sendo assim foi obtido um valor de $\mu_3 = 0.8$.

Figura 58: Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas cilíndricas



Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

Valor final de s:

Com os valores de $(C_e; C_e; \mu_i)$ encontrados ou definidos, pode se calcular o valor final das cargas da neve nas coberturas substituindo os valores na equação (5.50):

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \rightarrow 0.8 * 1 * 1 * 0.57977 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$s = 0.463816 \text{ kN/m}^2$$

5.5.3 Efeitos locais:

Deslocamento da neve junto a saliências e obstáculos

$$\mu_1 = 0,8 \quad \mu_2 = \gamma * h / s_k \quad 5.54$$

Com a seguinte limitação:

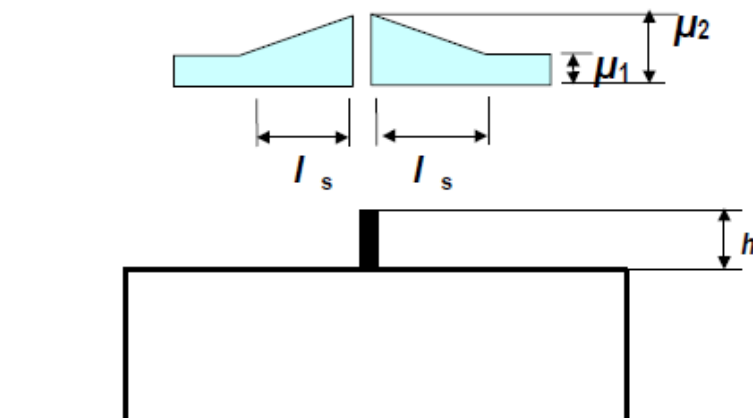
$$0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \quad 5.55$$

γ peso volúmico da neve, o qual, para efeito deste cálculo, poderá ser considerada igual 2 kN/m^3

$$l_s = 2h \quad 5.56$$

Com a seguinte limitação: $5\text{m} \leq l_s \leq 15\text{m}$

Figura 59: Coeficientes de forma para a carga da neve em saliências e obstáculos



Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

Como o valor do maior obstáculo da cobertura plana é de $h=0.36\text{m}$, tem se o valor associado de $\mu_2 = 1.24$. O coeficiente μ_2 , será distribuído pela distância l_s , que é limitada em uma distância mínima de 5 metros.

5.5.4 Outros valores representativos

(1) De acordo com a EN 1990:2002, 4.1.3, os outros valores representativos da carga da neve na cobertura

são os seguintes:

Valor de combinação $\psi_{0,s}$

Valor frequente $\psi_{1,s}$

Valor quase-permanente $\psi_{2,s}$

Tabela 35: Valores recomendados para os coeficientes ψ_0, ψ_1, ψ_2 , para diferentes localizações de edifícios

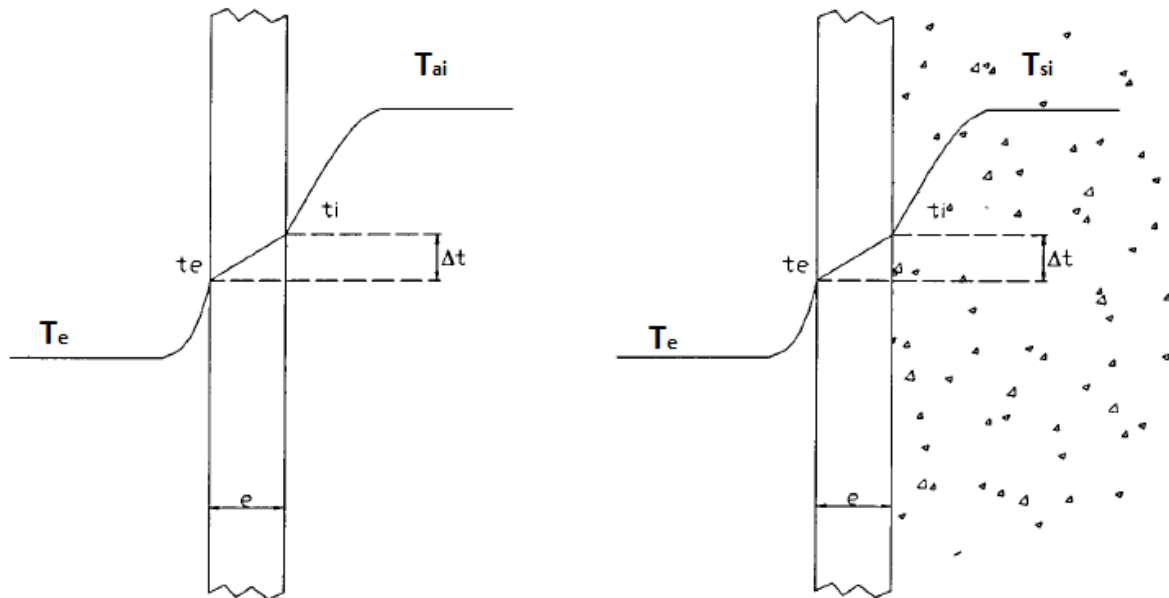
Regiões	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Finlândia Islândia Noruega Suécia	0,70	0,50	0,20
Restantes Estados-Membros do CEN, para locais situados a uma altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
Restantes Estados-Membros do CEN, para locais situados a uma altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0,00

Fonte: NP EN 1991-1-3:2009

5.6 Ação devido a temperatura:

As ações térmicas são resultadas da diferença de temperatura entre as faces das paredes da estrutura. Assim é gerado um diferencial térmico resultando no aquecimento da face interior da estrutura, devido a armazenagem de produtos com a temperatura superior.

Figura 60: Gradiente térmico



Fonte: Seminário de estrutura (dimensionamento de silos metálicos e de betão armado FEUP)

Onde:

T_e - Temperatura do ar exterior

T_{ai} - Temperatura máxima do volume de ar interior do silo

T_{si} - Temperatura máxima do material armazenado

Determinação dos parâmetros (T_{ai} ; T_{si}):

Para determinação deste parâmetro há dois casos possíveis a serem considerados:

i) Produtos que são armazenados a altas temperaturas ex (clínquer, carvão cimento entre outros), os documentos de projeto deverão fixar o valor de (T_r), prevista para estes produtos;

T_r - Temperatura de referência, temperatura média do material na altura do escoamento para o silo.

Segundo o documento do Seminário de Estruturas da FEUP, em dimensionamentos de silos metálicos e de betão armado, foram adotados para estes casos as seguintes relações:

$$T_{ai} = 0.72 * T_r \quad 5.57$$

$$T_{si} = 0.90 * T_r \quad 5.58$$

ii) Para os outros casos, os documentos escritos deverão fixar os valores de T_i ;

T_i - Temperatura máxima do material enquanto está armazenado;

Segundo o documento do Seminário de Estruturas da FEUP, em dimensionamentos de silos metálicos e de betão armado, foram adotados para estes casos as seguintes relações:

$$T_{ai} = T_i \quad 5.59$$

$$T_{si} = T_i \quad 5.60$$

Nota: se os valores de T_r e T_i não constarem nos documentos, os efeitos do gradiente térmico podem ser desprezados.

5.6.1 Determinação de $\Delta t = (t_i - t_e)$

A transferência de calor pode ocorrer de duas maneiras:

a) Zona da parede em contato com o ar irradiado pelo material armazenado:

O fluxo unitário, constante, exprime se da seguinte forma:

$$\frac{T_{ai} - t_i}{1/h_i} = \frac{t_i - t_e}{e/\lambda_b} = \frac{t_i - T_e}{1/h_e} \quad 5.61$$

Em que estas fórmulas representam respetivamente, montante, através da parede, jusante.

Em que

λ_b - Coeficiente de transmissão térmica do betão =1.75 W/m.°C;

$1/h_i$ - Resistência superficial interna da parede = 0.11 m².°C/W;

$1/h_e$ - Resistência superficial externa da parede =0.06 m².°C/W;

e- espessura da parede em (m);

Então:

$$t_i - t_e = \Delta t = (T_{ai} - T_e) * \frac{e}{0.3 + e} \quad (\text{em } ^\circ\text{C}) \quad 5.62$$

Sendo assim o gradiente térmico será

$$\frac{\Delta t}{e} = \frac{T_{ai} - T_e}{0.3 + e} \quad (\text{em } ^\circ\text{C/m}) \quad 5.63$$

b) Zona da parede em contato com o material armazenado:

$$\frac{T_{si} - t_i}{1/h_s} = \frac{t_i - t_e}{e/\lambda_b} = \frac{t_i - T_e}{1/h_e} \quad 5.64$$

Em que estas fórmulas representam respetivamente, montante, através da parede, jusante.

Em que

$1/h_s$ - Resistência de isolamento fictícia constituída pelo material na vizinhança da parede = 0.51 $m^2 \cdot ^\circ C/W$;

Logo:

$$t_i - t_e = \Delta t = (T_{si} - T_e) * \frac{e}{1.00 + e} \quad (\text{em } ^\circ C) \quad 5.65$$

Sendo assim o gradiente térmico será

$$\frac{\Delta t}{e} = \frac{T_{si} - T_e}{1.00 + e} \quad (\text{em } ^\circ C/m) \quad 5.66$$

5.6.2 Cálculo alternativo

Outra forma mais simplificada de se obter os valores para o gradiente térmico pode ser descrita da seguinte maneira:

$$\Delta t = k_t * (T_i - T_e) \quad (\text{em } ^\circ C) \quad 5.67$$

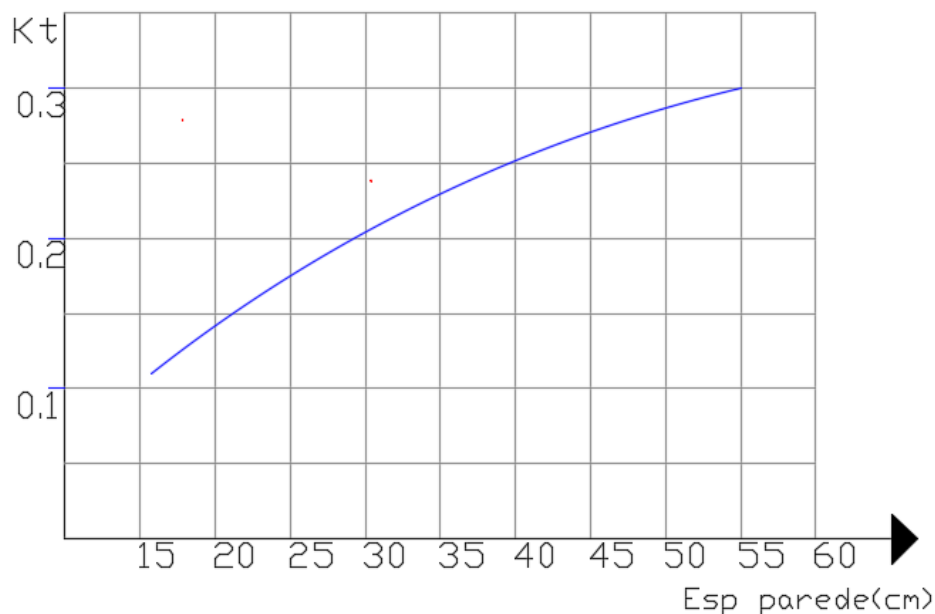
Em que:

T_e Temperatura exterior (temperatura média ambiente para Portugal pode ser adotada como 10°C)

T_i Temperatura interior (temperatura de armazenagem dos produtos)

k_t Representa a degradação das temperaturas em função das espessuras. Para silos de betão o valor de k_t pode ser obtido por meio do seguinte gráfico:

Gráfico 15: Determinação da degradação das temperaturas



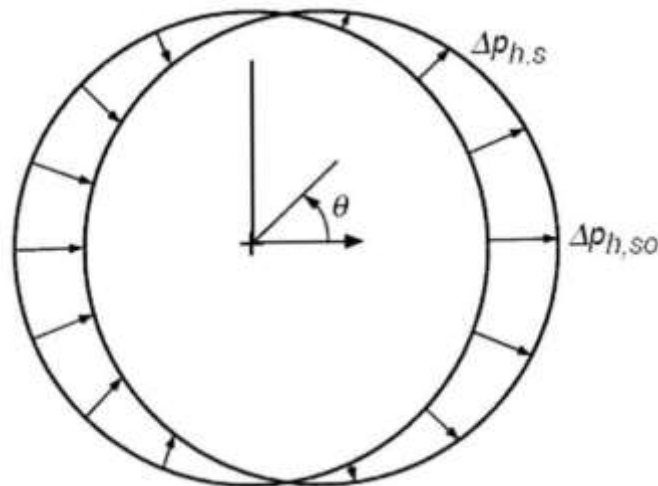
Fonte: Campos. A (2011)

5.7 Sismos

Segundo a norma EN 1998-4 (2006) Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines, o principal efeito da ação sísmica sobre os silos no solo são as tensões induzidas na parede da casca devido à resposta do conteúdo do silo. A principal preocupação no projeto sísmico de silos elevados é a estrutura de suporte e sua ductilidade e capacidade de dissipação de energia. Em condições sísmicas, a pressão exercida pelo produto armazenado nas paredes verticais, na tremonha e no fundo são maiores que as pressões exercidas pelo mesmo produto em condições não sísmicas. Para fins de projeto, esse aumento de pressão é considerado apenas nas forças de inércia agindo sobre o material armazenado devido à ação sísmica

Para dimensionamento dos pilares e das fundações, as ações sísmicas a serem consideradas são provenientes da estrutura e do material, em simultâneo, aplicadas no centro de gravidade. Nas quantificações da ação sísmica para o dimensionamento das paredes verticais de betão armado, apenas se considera a contribuição do material, sendo a distribuição das pressões constantes ao longo da altura do silo. Pode se visualizar a interação dessa força em planta de acordo com a figura (57)

Figura 61: Distribuição das ações sísmicas nas paredes verticais do silo



Fonte: Correia (2008)

5.7.1 Pressões devido as ações sísmicas na parede vertical:

Em silos circulares (ou compartimentos de silo) a pressão normal adicional na parede vertical pode ser considerada igual a:

$$\Delta p_{h,s} = \Delta p_{h,s0} * \cos\theta \quad 5.68$$

Em que:

$\Delta p_{h,s0}$ Pressão de referência;

θ É o ângulo ($0^\circ < \theta < 360^\circ$) entre a linha radial até o ponto de interesse na parede e a direção do componente horizontal da ação sísmica;

Na parede de 'sotavento' que é normal ao componente horizontal da ação sísmica:

$$\Delta p_{h,s} = \Delta p_{h,s0} \quad 5.69$$

Na parede de barlavento que é normal ao componente horizontal da ação sísmica

$$\Delta p_{h,s} = -\Delta p_{h,s0} \quad 5.70$$

Nas paredes que são paralelas ao componente horizontal da ação sísmica

$$\Delta p_{h,s} = 0 \quad 5.71$$

Nos pontos da parede do silo a uma distância vertical (x) de um fundo plano ou do ápice de uma tremonha cónica ou piramidal, a pressão de referência ($\Delta p_{h,s0}$) pode ser tomada como:

$$\Delta p_{h,s0} = \alpha(z) * \gamma \min(r_s^*; 3x) \quad 5.72$$

Em que:

$\alpha(z)$ Razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno e a aceleração devida à gravidade

γ É o peso volúmico do material particulado na situação de projeto sísmico

r_s^* É definido pela seguinte relação:

$$r_s^* = \min(h_b; \frac{d_c}{2}) \quad 5.73$$

h_b Altura entre a base da tremonha e a superfície equivalente do material armazenado;

d_c É a dimensão interna do silo paralela ao componente horizontal da ação sísmica (diâmetro interno em silos circulares);

Sendo assim pode se definir $\Delta p_{h,s0}$ pela seguinte equação:

$$\Delta p_{h,s0} = \gamma * \frac{\alpha}{g} * \frac{d_c}{2} \quad 5.74$$

Analogamente a força horizontal na parede vertical é dada por:

$$P_{h,s,tot} = \frac{\pi}{4} * d_c^2 * \gamma * \frac{\alpha}{g} \quad 5.75$$

Pressões devido as ações sísmicas na parede da tremonha:

Para as tremonhas:

$$\Delta p_{h,s0} = \alpha(z) * \gamma \min(r_s^*; 3x) / \cos\beta \quad 5.76$$

β Ângulo entre a parede da tremonha com eixo da vertical

5.7.2 Caso prático:

Como a estrutura em estudo está localizada na cidade de Bragança em Portugal, será necessário a utilização dos parâmetros referentes a essa região. Sendo assim, a aceleração à superfície do terreno será utilizada como o valor fornecido pelo anexo nacional da NP EN 1998-1 (2010), presente na tabela (35) a seguir:

Tabela 36: Lista de Concelhos com definição do zonamento sísmico

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração a_{gr} (m/s^2)	Zona sísmica	Aceleração a_{gr} (m/s^2)
1302	Baião	1.6	0,35	2.5	0,8
0302	Barcelos	1.6	0,35	2.5	0,8
0204	Barrancos	1.4	1,0	2.4	1,1
1504	Barreiro	1.3	1,5	2.3	1,7
1004	Batalha	1.5	0,6	2.4	1,1
0205	Beja	1.4	1,0	2.4	1,1
0501	Belmonte	1.6	0,35	2.4	1,1
1405	Benavente	1.4	1,0	2.3	1,7
1005	Bombarral	1.4	1,0	2.3	1,7
0703	Borba	1.5	0,6	2.4	1,1
1702	Botijas	1.6	0,35	2.5	0,8
0303	Braga	1.6	0,35	2.5	0,8
0402	Bragança	1.6	0,35	2.5	0,8
0304	Cabeceiras de Basto	1.6	0,35	2.5	0,8
1104	Cadaval	1.4	1,0	2.3	1,7
1006	Caldas da Rainha	1.5	0,6	2.4	1,1

Fonte: Adaptado NP EN 1998-1 (2010)

Com a aceleração à superfície do terreno já definida, pode se prosseguir com cálculo adotando os valores previamente definidos para as outras variáveis, sendo elas:

$$\begin{aligned} \gamma_u &= 9.0 \text{ kN/m}^3 & d_c &= 3.23 & h_p &= 27.04\text{m} \\ a_{gr1} &= 0.35(m/s^2) & a_{gr2} &= 0.8 (m/s^2) & g &= 9.80665 (m/s^2) \end{aligned}$$

Para ação sísmica do tipo 1 tem se:

Acréscimo da pressão de referência ($\Delta p_{h,s0}$):

$$\begin{aligned} \Delta p_{h,s0} &= \gamma * \frac{\alpha}{g} * \frac{d_c}{2} \rightarrow 9.0 * 0.038518 * 1.615 = 0.559858 \text{ kN/m}^2 & 5.74 \\ \Delta p_{h,s} &= 0.559858 \text{ kN/m}^2 * \cos\theta \end{aligned}$$

Para ação sísmica do tipo 2 tem se:

Acréscimo da pressão de referência ($\Delta p_{h,s0}$):

$$\begin{aligned} \Delta p_{h,s0} &= \gamma * \frac{\alpha}{g} * \frac{d_c}{2} \rightarrow 9.0 * 0.081577 * 1.615 = 1.185729 \text{ kN/m}^2 & 5.74 \\ \Delta p_{h,s} &= 1.185729 \text{ kN/m}^2 * \cos\theta \end{aligned}$$

Como θ está compreendido entre $0^\circ < \theta < 360^\circ$, para que a linha radial coincida com a direção do componente horizontal da ação sísmica (situação mais desfavorável) o ângulo θ deve ser igual a 0° ou 180° , nestes pontos a pressão devido a ação sísmica é acrescida ao máximo, pois ($\cos 0 = \cos 180 = 1$). Sendo assim obtêm se:

Ação sísmica do tipo 1:

$$\Delta p_{h,s} = 0.559858 \text{ kN/m}^2$$

Ação sísmica do tipo 2:

$$\Delta p_{h,s} = 1.185729 \text{ kN/m}^2$$

5.8 Combinação das ações atuantes:

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, de modo a verificar os estados limites últimos e de utilização. Para isso, as solicitações de cálculo devem ser determinadas a partir de combinações das ações, que consiste em uma análise probabilística de ocorrência de cargas, considerando também a possibilidade e probabilidade de simultaneidade destas cargas em especial. As ações em questão foram devidamente descritas anteriormente, assim como a sua forma de cálculo, sempre respeitando as normas vigentes e seus Eurocódigos correspondentes.

As combinações de ações efetuadas tiveram em conta a verificação dos estados limites, conforme o regulamento Europeu (EC0), tanto para o estado limite último de resistência como para o estado limite de utilização.

Os valores reduzidos das ações variáveis são obtidos a partir dos seus valores característicos multiplicando-os por coeficientes ψ . Estes valores destinam-se a quantificar as ações tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

- O valor de combinação, representado pelo produto $\psi_0 Q_k$, utilizado para a verificação de estados limites últimos e de estados limites de utilização irreversíveis;
- O valor frequente, representado pelo produto $\psi_1 Q_k$, utilizado para a verificação de estados limites últimos envolvendo ações de acidente e para a verificação de estados limites de utilização reversíveis;
- O valor quase-permanente, representado pelo produto $\psi_2 Q_k$, utilizado para a verificação de estados limites últimos envolvendo ações de acidente e para a verificação dos estados limites de utilização reversíveis. Os valores quase-permanentes são também utilizados para o cálculo dos efeitos a longo prazo;

Os valores para os coeficientes (ψ_0, ψ_1, ψ_2) descritos anteriormente podem ser retiradas do EC0. Os valores encontrados estão presentes na tabela (36) a seguir.

Tabela 37: Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios – ECO

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ⁹			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. ⁹ Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Fonte: NP EN 1990 2009

Como poderá haver incertezas na determinação e na quantificação das ações, utilizou se coeficiente de segurança que leva em conta estas incertezas. Este coeficiente parcial de segurança (γ) deve ser adotado para cada ação de acordo com a sua natureza, sendo assim tem se:

γ_G Coeficiente parcial relativo as ações permanentes, que tem em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis dos valores das ações, além de cobrir incertezas de modelações e desvios nas dimensões. O valor adotado para este coeficiente no seguinte projeto será de 1,35 para cargas permanentes (PP) e para cargas devidas aos equipamentos (RPC) o valor adotado será de 1,5;

γ_Q Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, que tem em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis dos valores das ações, também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões. O valor adotado para este coeficiente no seguinte projeto será de 1,5;

Visto os coeficientes de segurança (γ) e os coeficientes que levam em conta a possibilidade e probabilidade de ocorrência de um fenómeno (ψ_0, ψ_1, ψ_2), pode se equacionar as combinações necessárias para o cálculo do esforço final, tanto para o estado limite de utilização como para o estado limite último.

5.8.1 Estado limite último

Deverá ser classificado como estado limite último o que se refere à:

- Segurança das pessoas
- Segurança da estrutura

A condição de segurança em relação ao estado limite último de rotura ou de deformação excessiva de uma seção, de um elemento ou uma ligação (STR e/ou GEO) é descrita por:

$$E_d \leq R_d \quad 5.75$$

Em que:

E_d Valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços. Seu cálculo será descrito pela equação (5.75) que se refere as combinações de ações fundamentais;

R_d Valor de cálculo da resistência correspondente;

Vale lembrar que para o cálculo dos efeitos das ações (E_d) serem determinados, deve se combinar os valores das ações que possam ocorrer simultaneamente, devendo ter sempre uma ação variável de base na combinação, ou uma ação acidental.

Combinações de ações fundamentais

As combinações dos efeitos das ações a se considerar deverão basear-se:

No valor de cálculo da ação variável de base da combinação; e

Nos valores de cálculo correspondentes aos valores de combinação das ações variáveis acompanhantes.

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m \gamma_{G,j} * G_{kj} + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \psi_{0j} * \gamma_Q * Q_{jk} \quad 5.76$$

Em que:

" + " Significa "a combinar com"

Σ Significa "o efeito combinado de "

ψ_0 Coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável

Combinações de ações para situações de projeto acidentais:

As condições impostas para as combinações de ações acidentais em projeto são:

- Envolver uma ação de acidente explicita A (incêndio ou impacto)
- Referir se a uma situação após a ocorrência de um acidente (A=0)

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m G_{kj} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) * Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \psi_{2,i} * Q_{jk} \quad 5.77$$

Em que:

ψ_1 Coeficiente para determinação do valor frequente de uma ação variável

ψ_2 Coeficiente para determinação do valor quase permanente de uma ação variável

A escolha entre $\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$ deverá ter em conta a situação de projeto acidental considerada (impacto, incêndio ou sobrevivência após uma situação de acidente). Para situações de incêndio, para além do efeito da temperatura nas propriedades dos materiais, A_d deverá representar o valor de cálculo da ação térmica indireta devida ao fogo.

Combinações de ações para situações de projeto sísmicas:

Esta combinação de ações, devido a sua raridade de ocorrência, não adota coeficientes de majoração dos esforços, utilizando assim os valores característicos para as cargas permanentes

e carga accidental. O restante das cargas variáveis, serão acompanhadas do coeficiente de uma ação variável (ψ_2).

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m G_{kj} + P + A_d + \sum_{i > 1}^n \psi_{2,i} * Q_{jk} \quad 5.78$$

5.8.2 Estado limite de utilização

Deverá ser classificado como estado limite de utilização o que se referem:

- Ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização;
- Ao conforto das pessoas;
- Ao aspeto da construção;

As combinações de ações a ter em conta nas situações de projeto consideradas, deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar.

Para que a estrutura respeite as condições de estado limite de utilização, para todos os tipos de combinações, a seguinte condição deve ser alcançada:

$$E_d \leq C_d \quad 5.79$$

Em que:

C_d valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

E_d valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Combinações característica

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \psi_{0j} * Q_{k,i} \quad 5.80$$

Nota: A combinação característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis.

Combinações frequente

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad 5.81$$

Nota: A combinação frequente é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis

Combinações quase permanente

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^m G_{k,j} + P + \sum_{i > 1}^n \psi_{2,i} * Q_{ki} \quad 5.82$$

Nota: A combinação quase-permanente é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o aspeto da estrutura.

5.8.3 Combinação das ações:

A quantificação das ações assim como a suas combinações, foram efetuadas de acordo com a NP EN1990- base para projetos de estruturas conforme a tabela a seguir (37). As ações consideradas foram as variáveis: sobrecargas de utilização, vento, neve, temperatura.

Os coeficientes que levam em conta a possibilidade e probabilidade de ocorrência de um fenómeno (ψ_0, ψ_1, ψ_2) utilizados, foram obtidos na tabela 36 apresentada anteriormente.

Os valores encontrados foram:

Sobrecarga ($\psi_0 = 1.0; \psi_1 = 0.9; \psi_2 = 0.8$)

Vento ($\psi_0 = 0.6; \psi_1 = 0.2; \psi_2 = 0$)

Neve ($\psi_0 = 0.5; \psi_1 = 0.2; \psi_2 = 0$)

Temperatura ($\psi_0 = 0.6; \psi_1 = 0.5; \psi_2 = 0$)

Os valores dos coeficientes de segurança são:

$$\gamma_G = 1.35 ; \gamma_p = 1.5 ; \gamma_Q = 1.5$$

Com a adoção dos valores dos coeficientes, podemos efetuar a combinação das ações, demonstrada na tabela (37) a seguir:

Tabela 38: Combinação das ações atuantes

	Combinações	PP	RPC	SC		W		T		N		Eqx	Eqy
		γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ		
E.U. ÚLTIMOS	ELUSC	1.35	1.5	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6	1.5	0.5		
	ELUW	1.35	1.5	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.5		
	ELUT	1.35	1.5	1.5	1	1.5	0.6	1.5	1	1.5	0.5		
	ELUN	1.35	1.5	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6	1.5	1		
	ELUET1X	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0	1	
	ELUET1Y	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0	1	
	ELUET2X	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0		1
	ELUET2Y	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0		1
E.U UTILIZAÇÃO	CARAC.SC	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6	1	0.5	-	-
	CARC.W	1	1	1	1	1	1	1	0.6	1	0.5	-	-
	CARAC.T	1	1	1	1	1	0.6	1	1	1	0.5	-	-
	CARAC.N	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6	1	1	-	-
	FREQ.SC	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0	-	-
	FREQUE.W	1	1	1	0.8	1	0.2	1	0	1	0	-	-
	FREQUE.T	1	1	1	0.8	1	0	1	0.5	1	0	-	-
	FREQUE.S	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0.2	-	-
	QP	1	1	1	0.8	1	0	1	0	1	0	-	-

6 Critérios de dimensionamento:

Os critérios de dimensionamento a serem apresentados, tanto os referentes ao estado limite último como estado limite de utilização, são respetivos ao Eurocódigo 2 NP EN 1992-1-1. Essa norma é a diretriz oficial para projetos de estruturas de betão armado. Vale lembrar que outros Eurocódigos foram utilizados para definição dos esforços, como o vento, neve, sismo, e ações devidos aos produtos armazenados.

Para cada célula individualmente, as solicitações presentes são:

N_v Esforço normal na vertical:

- Esforço normal proveniente do peso das células e dos produtos armazenados;
- Forças de atrito provocadas pelo material armazenado;
- Eventualmente por sismos;

M_v Momento na vertical:

- Momentos resultante da ação do gradiente térmico na espessura da parede;
- Ligações rígidas na sua base;

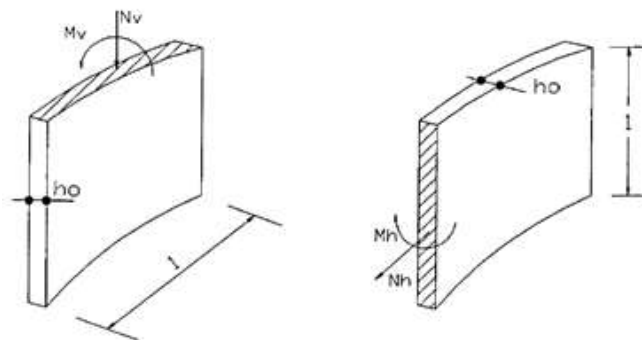
N_h Esforço normal na horizontal:

- Forças normais provocadas pela ação do vento;
- Forças normais provocadas pelo material estocado;
- Eventualmente devido a fatores sísmicos;

M_h Momento na horizontal:

- Momento na horizontal provocadas pela ação do vento;
- Ligações rígidas entre as células;
- Momento devido as forças normais provocadas pelo material estocado;
- Momento resultante da ação do gradiente térmico na espessura da parede;

Figura 62: Solicitações em silos de betão armado



Fonte: Seminário de estrutura (dimensionamento de silos metálicos e de betão armado FEUP)

6.1 Lajes:

O dimensionamento das lajes presentes no projeto, devem ser executados com a determinação dos esforços submetidos a estes, além da verificação dos estados limites de utilização e últimos. A determinação e o modo de verificação dos estados limites serão apresentados a seguir orientadas pelo Eurocódigo 2 referente a estruturas em betão.

6.1.1 Estado limite último:

Estado limite último de resistência à flexão:

A verificação do estado limite último resistente é feita quando o momento atuante na estrutura é menor que o momento resistente, sendo assim tem se:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad 6.1$$

Sendo:

M_{Rd} - Valor do momento fletor resistente

M_{sd} - Valor do momento fletor atuante

Para o cálculo da armadura longitudinal tem se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad 6.2$$

Em que:

μ - Momento fletor reduzido

b - Largura da seção transversal de laje ($b=1m$)

d - Altura útil da seção transversal da laje

f_{cd} - valor de cálculo de tensão de rotura do betão à compressão.

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \Leftrightarrow A_s = \frac{b * d * \omega * f_{cd}}{f_{yd}} \quad 6.3$$

Onde:

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço

ω - Percentagem de armadura longitudinal;

A_s - Área de armadura longitudinal;

Armadura mínima: (EC2- cláusula 9.2.1.1(1))

$$A_{s,min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0.0013 * b_t * d \quad 6.4$$

Onde:

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} - Valor característico de tensão de cedência do aço;

b_t - Largura de seção de betão tracionado ($b_t = 1m$)

d - Altura útil da seção transversal da laje, que é dada por:

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi}{2} \quad 6.5$$

Em que:

h - Altura da laje;

C_{nom} - Recobrimento nominal;

$\phi/2$ - Metade do diâmetro do varão (normalmente utiliza se $\phi = 12mm$)

onde, C_{nom} :

$$C_{nom} = C_{mim} + \Delta c_{dev} \quad 6.6$$

$$C_{mim} = \max\{C_{mim,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad 6.7$$

Em que:

Δc_{dev} - Ver 4,4,1,3 EC2, o valor recomendado é de 10mm;

$C_{mim,b}$ - Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, ver 4.4.1.2(3) EC2;

$C_{min,dur}$ - Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, ver 4.4.1.2 (5) EC2;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - Margem de segurança, ver 4.4.1.2(6) EC2;

$\Delta c_{dur,st}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável, ver 4.4.1.2(7) EC2;

$\Delta c_{dur,add}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional, ver 4.4.1.2(8) EC2;

Sendo assim substituindo os valores da equação 6.6 obtém se:

$$C_{nom} = 25mm + 10mm = 35mm$$

Armadura máxima: (EC2- cláusula 9.2.1.1(3))

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c \quad 6.8$$

Onde:

A_c - área total da seção transversal de betão, que é dada por $h * b_t$;

Esforço transverso:

Para a verificação do estado limite último da resistência em relação a tensão de cisalhamento, foi calculado o valor de sua resistência em relação ao esforço transverso ($V_{Rd,c}$), sem possuir armadura para resistir ao esforço transverso.

Respeitando a condição:

$$V_{sd,max} < V_{Rd,c} \quad 6.9$$

Em que:

$V_{sd,max}$ Esforço transversal atuante máximo calculado;

$V_{Rd,c}$ Esforço transversal resistente;

Para o cálculo de $V_{Rd,c}$ de acordo com (6.2.2(1)-EC2) tem se:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad 6.10$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad 6.11$$

Sendo

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \rightarrow \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad 6.12$$

Por meio da equação 6.10, e dos valores obtido para $C_{Rd,c}$ obtém se a relação da resistência em relação ao esforço transversal:

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d \geq v_{min} * b_w * d$$

Em que:

f_{ck} - Em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0; \text{ com } d \text{ em mm};$$

b_w - Menor largura da seção transversal da área tracionada;

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0.02;$$

$v_{min} = 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{1/2}$ sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do betão;

A_{s1} - área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da seção considerada;

6.1.2 Estado limite utilização:

Estado Limite de deformação (Cláusula 7.4- EC2):

A deformação de um elemento ou estrutura não deve ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto. Devem ser estabelecidos limites de deformações apropriados, tendo em conta a natureza de cada estrutura e sua funcionalidade empregada.

Para que o estado limite de deformação não seja excedido, a flecha máxima permitida deve ser inferior a $L/250$.

Estado Limite de fendilhação (Cláusula 7.3- EC2):

A fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura, nem torne seu aspeto inaceitável. A fendilhação é normal nas estruturas expostas as ações de torção, tração, flexão e esforço transverso. As fendas também poderão ser provocadas, por exemplo, pela retração plástica ou reações químicas expansivas internas do betão endurecido.

Sendo assim devem se definir os limites máximos aceitáveis (w_{max}) para essas fendas, e calcular as fendas possíveis w_k para as condições impostas, de acordo com a natureza da estrutura e do custo associado na construção.

No seguinte projeto a verificação das fendas foi feita por meio da consulta às tabelas 7.2N e 7.3N (diâmetro máximo de varões e espaçamento máximo) do EC2, (cláusula 7.3.3(2)), mas sempre respeitando as condições impostas em relação a armadura mínima.

No presente projeto foi considerado que a classe de exposição do interior das células da estrutura de armazenamento, é um ambiente com humidade moderada ou elevada, devido a natureza variável do produto que possa vir a ser armazenado. Classificamos estes como XC3, de acordo com o quadro 7.1N do EC2, sendo o valor encontrado para $w_{max} = 0.3mm$.

Armadura mínima de fendilhação (cláusula 7.3.2(2)- Ec2)

$$A_{s,min} * \sigma_s = k * k_c * f_{ct,eff} * A_{ct} \quad 6.13$$

Em que:

$\sigma_s = f_{yk}$ Pois o valor máximo de tensão admissível pode ser igual a tensão máxima de cedência da armadura. Obs: pode ser necessário adotar um valor de espaçamento menor que o previsto em 7.3.3(2) EC2.

Sendo assim temos:

$$A_{s,min} = \frac{k * k_c * f_{ct,eff} * A_{ct}}{f_{yk}} \quad 6.14$$

Em que:

k - Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, que resulta em uma redução dos esforços de coação $k=1$ para almas com $h \leq 300mm$.

k_c - Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na seção, imediatamente antes da fendilhação.

$f_{ct,eff}$ - Valor médio da resistência do betão à tração á data em que prevê que possam se formas as primeiras fendas. ($f_{ct,eff} = f_{cm}$ ou valor inferior de $f_{cm}(t)$ se prever uma fendilhação anterior aos 28 dias.

A_{ct} - Área de betão tracionado antes da formação da primeira fenda.

6.2 Vigas

Assim como é executado o dimensionamento das lajes, o cálculo das vigas também procede se com base nos estados limites últimos e de utilização. A determinação dos esforços atuantes, estado de tensão e deformações deverão ser feitos manualmente ou com auxílio de um programa computacional.

6.2.1 Estado limite último:

Estado limite último de resistência a flexão:

Para o dimensionamento das vigas de betão armado, considera se uma seção retangular equivalente, além de utilizar o modelo base parábola-retângulo para as tensões do betão.

O recobrimento adotado deve ter em conta a classe estrutural e o nível de exposição. Vale lembrar que nem toda a estrutura apresenta o mesmo nível de exposição em seu total, porém para efeito simplificador e conservador pode se considerar a estrutura inteira com se estivesse em um mesmo nível, que é o mais gravoso presente no projeto.

$$C_{nom} = C_{mim} + \Delta c_{dev} \quad 6.6$$

$$C_{nom} = 25mm + 10mm = 35mm$$

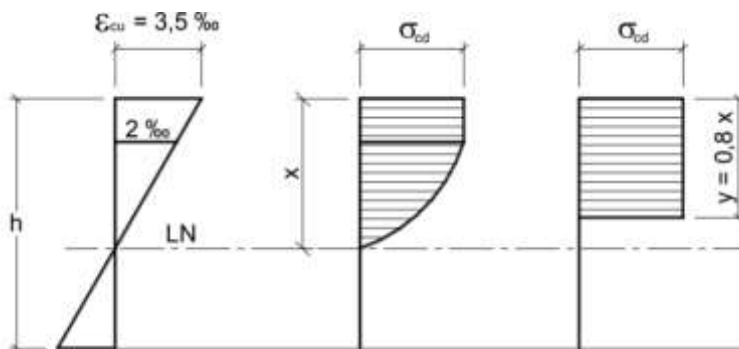
Estão presentes no Anexo C do seguinte projeto, as tabelas do Eurocódigo 2, que dizem respeito a: classe de exposição a ser adotada, classe estrutural recomendada para cada classe de exposição, recobrimento mínimo para cada classe de exposição.

Armadura longitudinal:

As armaduras das vigas em sentido longitudinal devem ser dimensionadas com base nos esforços obtidos e suas combinações de ações mais desfavoráveis.

Para o cálculo das armaduras foi considerado o diagrama “parábola-retângulo” para as tensões no betão

Figura 63: Distribuição retangular das tensões

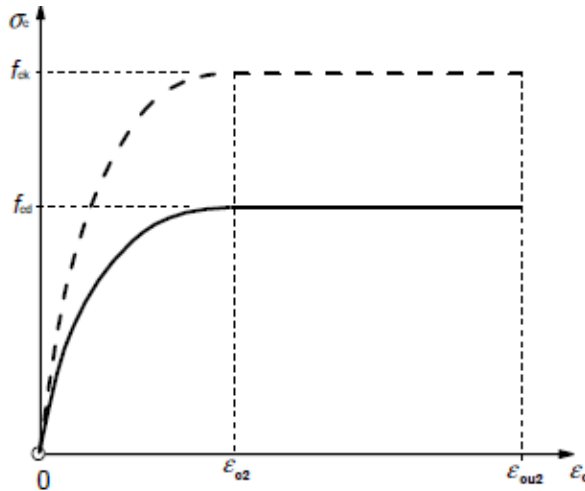


Fonte: Adaptado EC2 NP EN 1992-1-1

$$y = 0.8 * x \rightarrow \text{para } f_{ck} \leq 50MPa \quad 6.15$$

$$y = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \rightarrow \text{para } 50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 90\text{MPa}$$

Figura 64: – Diagrama parábola-retângulo para o betão comprimido



Fonte: EC2 NP EN 1992-1-1

Em que:

n- Expoente de acordo com o quadro 3.1 do EC2, (tabela 46 anexo C)

ϵ_{c2} - Extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com quadro 3.1 do EC2 (tabela 46 anexo C)

ϵ_{cu2} - Extensão última, de acordo com quadro 3.1 do EC2 (tabela 46 anexo C)

Armadura mínima de flexão (cláusula 9.2.1.1(1)- EC2):

Segundo a norma a armadura mínima para as vigas é dada pela equação 6.3:

$$A_{s,min} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0.0013 * b_t * d \quad 6.4$$

Onde:

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} - Valor característico de tensão de cedência do aço;

b_t - Largura de seção de betão tracionado.

d - Altura útil da seção transversal da viga.

Armadura máxima de flexão (cláusula 9.2.1.1(3)- EC2):

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c \quad 6.8$$

Onde:

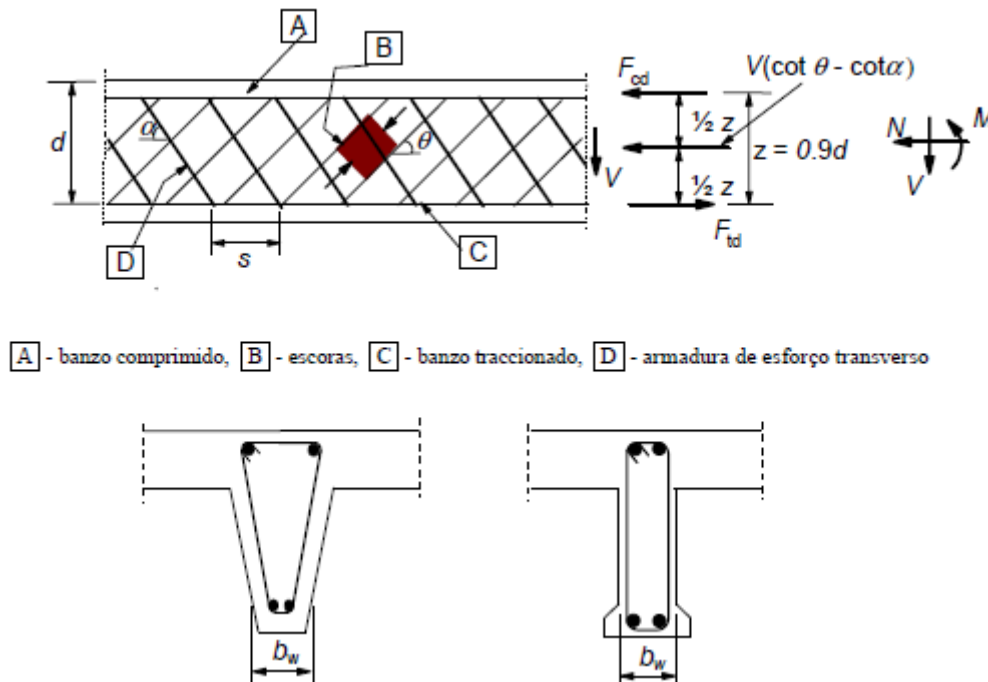
A_c - área total da seção transversal de betão.

Estado limite último de resistência ao esforço transversal (cláusula 6.2.3(3) -EC2):

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

O cálculo de elementos com armadura de esforço transversal, segundo o EC2, baseia se em um modelo de treliça como ilustrado na figura (61) a seguir.

Figura 65: Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transversal



Fonte: EC2 NP EN 1992-1-1

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com eixo da viga;

α - ângulo formado pela armadura de esforço transversal com eixo da viga

Em que os valores limites para o ângulo θ :

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \quad 6.17$$

Para o seguinte projeto consideramos o ângulo $\alpha=90^\circ$, ou seja, as armaduras para os esforços transversos serão perpendiculares ao eixo da viga. O ângulo θ considerado foi de $\theta = 45^\circ$.

Armadura de esforço transversal:

No caso de armaduras de resistentes ao esforço transversal, constituída de estribos verticais, segundo EC2, o valor de cálculo do esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$, é menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z * f_{ywd} * \cot\theta \quad 6.18$$

e

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad 6.19$$

Em que:

A_{sw} - Área da seção transversal das armaduras de esforço transversal;

s- Espaçamento dos estribos;

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

v_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido;

z - Braço binário das forças interiores $z=0.9d$

b_w - Menor largura da seção entre os banzps tracionados e comprimido;

Armadura mínima (cláusula 9.2.2(5)-EC2):

A determinação da armadura mínima resistente ao esforço transversal, segundo o EC2, é determinada com base na taxa mínima de armadura de esforço transversal:

$$\rho_{w,min} = \frac{0.008 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad 6.20$$

Onde:

$\rho_{w,min}$ - Taxa mínima de armadura de esforço transversal;

Sendo:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * sen\alpha} \quad 6.21$$

Em que:

ρ_w - taxa de armadura de esforço transversal;

A_{sw} - Área da armadura transversal existente no comprimento s ;

s - Espaçamento longitudinal entre estribos, medido ao longo do eixo longitudinal;

Sendo assim a armadura mínima pode ser relacionada:

$$\rho_w = \rho_{w,min} \quad 6.22$$

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw}}{s * b_w * sen\alpha} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{w,min} * b_w * sen\alpha \quad 6.23$$

Armadura máxima (para $\theta=45^\circ$) temos:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = 0.5 * \alpha_{cw} * b_w * v_1 * \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad 6.24$$

Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal:

$$s_{1,max} = 0.75 * d * (1 + cot\alpha) \quad 6.25$$

Condição necessária para segurança e atender o estado limite último:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad 6.26$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * cot\theta \quad 6.27$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{Ed}}{z * f_{ywd} * cot\theta} \quad 6.28$$

Em que:

V_{Ed} - Valor do esforço transverso atuante;

$V_{Rd,s}$ - Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência;

6.2.2 Estado limite utilização:

Estado limite de deformação e fendilhação:

As condições de verificação, quanto ao estado limite de utilização das vigas de betão armado, segundo o EC2, pode se proceder da mesma maneira em que foi executado para as lajes, logo foi dispensada a explicação visto que este conceito já foi previamente abordado nos critérios de dimensionamento das lajes.

6.3 Pilar

Da mesma maneira que se procede com das lajes e vigas, o dimensionamento dos pilares também se executa com base nos estados limites últimos e de utilização, previstos em norma.

Como os pilares do projeto apresentam se apenas no prédio anexado à estrutura armazenadora, não será detalhado seu processo de cálculo e dimensionamento. De forma geral pode se considerar que os pilares da estrutura anexada devem ser calculados e executados respeitando as condições impostas pelo EC2. Por fins práticos serão priorizados os estudos necessários para a execução de uma estrutura armazenadora (silos), com todos os elementos necessários para sua execução (neste caso laje, viga, parede de betão armado).

6.4 Parede de betão armado

Paredes (cláusula 9.6 – EC2)

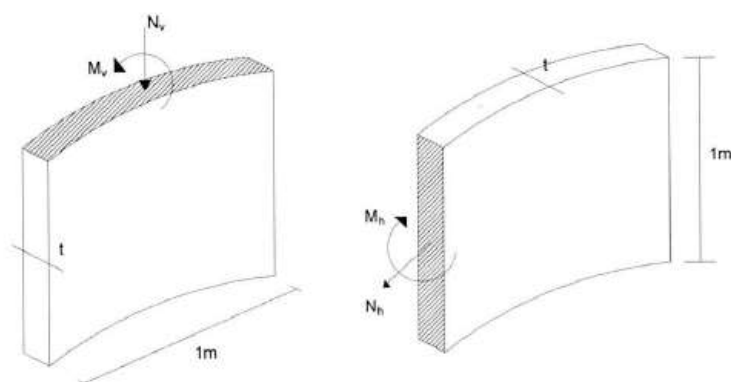
Segundo o EC2, considera se como parede de betão armado, as estruturas que possuírem comprimento igual ou superior a 4 vezes sua espessura e em que a armadura é considerada no cálculo da capacidade resistente.

O dimensionamento das paredes de betão da estrutura armazenadora deverá ser feito em relação aos estados limites últimos e de utilização. Os esforços atuantes nas paredes de betão armado seja ela referente as paredes verticais ou as paredes da tremonha, foram obtidos de acordo com a descrição presente no capítulo 5. Como a combinação das ações devido ao vento, neve, pressão provocada pelo material armazenado, eventuais sismos, peso próprio, equipamentos e sobrecargas.

6.4.1 Estado limite último:

Para verificação do estado limite último as armaduras calculadas devem estar compreendidas entre os valores máximo e mínimos admissíveis.

Figura 66: Esforços atuantes (M_v ; N_v ; M_h ; N_h)



Fonte: Correia (2008)

Armadura vertical mínima (cláusula 9.6.2(1) - EC2):

A armadura mínima é dada pela expressão:

$$A_{s,vmin} = 0.002 * A_c \quad 6.29$$

Armadura vertical máxima (cláusula 9.6.2(1) - EC2):

Semelhante as lajes, a armadura máxima é dada pela expressão:

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c \quad 6.7$$

Armadura mínima horizontal (cláusula 9.6.3 (1) - EC2):

$$A_{s,hmin} = \max \begin{cases} 25\% * A_{s,vmin} \\ 0.001 * A_c \end{cases} \quad 6.30$$

Armadura transversal (cláusula 9.6.4 (1) - EC2):

Em qualquer parte de uma parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a $0,02 A_c$, deverão dispor-se armaduras transversais, sob a forma de estribos ou ganchos, de acordo com os requisitos relativos aos pilares.

6.4.2 Estado limite de utilização:

Estado limite de deformação e fendilhação:

As condições de verificação, quanto ao estado limite de utilização das paredes de betão armado, segundo o EC2, pode se proceder da mesma maneira em que foi executado para as lajes e vigas, logo foi dispensada a explicação visto que este conceito já foi previamente abordado nos critérios de dimensionamento das lajes.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 67: Disposição de armadura e esforços atuantes ($M_v; N_v; M_h; N_h$)



Fonte: Seminário de estrutura (dimensionamento de silos metálicos e de betão armado FEUP)

7 Conclusão e projetos futuros:

Conclusão e Considerações finais:

Com o crescimento populacional, e por consequência, o aumento do consumo de alimentos e matérias primas, haverá uma necessidade maior na utilização de estruturas de armazenamento para gestão dos recursos. Logo este trabalho torna-se um elemento técnico de ajuda sobre esta complexa técnica construtiva.

As teorias de pressões em silos foram desenvolvidas durante mais de um século pelas comunidades científicas mundiais, mesmo assim ainda existem algumas incertezas quanto as teorias propostas, principalmente no caso do descarregamento da estrutura, em que muitas fórmulas se divergem apresentando valores significativamente diferentes.

Viu-se que pela teoria proposta por Janssen, apesar de ter sido a primeira teoria de pressões em silos de grande valor científico, ainda hoje, pode ser usada para interpretar os resultados das pressões de carregamento na estrutura. Podendo também representar as pressões de descarregamento se forem acrescidos fatores de sobrepressão previstas em várias normas internacionais.

Por meio do trabalho pioneiro de Jamielson foi possível concluir que em silos com descargas excêntricas encontra-se sobrepressões na parede oposta a boca de saída e depressões na parede próxima a boca de saída.

Os irmãos M. Reimbert e A. Reimbert, utilizaram pequenos modelos à escala e propuseram uma formulação alternativa a de Janssen, que distinguem entre si de acordo com diferentes zonas de pressão, máximas e mínimas. Neste trabalho permitiu-se pela primeira vez, a percepção de que as pressões horizontais aumentam durante o processo de esvaziamento dos silos.

Por meio dos trabalhos de Jenike e Johnson concluiu-se que as pressões não eram constantes durante o processo de esvaziamento, estas variam de acordo com as condições de carregamento e de fluxo. Sendo assim, o aumento de pressões está associado à mudança do estado de equilíbrio de Rankine na zona de transição, do estado estático para o dinâmico.

As normas vigentes resolvem de forma prática as problemáticas das formulações clássicas de cálculo, não incluindo especificações para resolução por meio do método dos elementos finitos ou elementos discretos.

Evidenciou-se que as normas internacionais vigentes ainda se diferem bastante em suas formulações, sendo o Eurocódigo e a norma DIN as que apresentam os resultados mais confiáveis, devido estas normas oferecerem melhor balanço entre segurança e economia e de serem as normas que sofreram atualizações mais recentes quando comparadas com as demais.

Por meio deste trabalho pode-se fazer uma análise dos tipos de silos e suas variações na forma de construção seja na sua geometria (vertical; horizontal), ou na natureza de sua composição (aço, madeira, betão). Estas características podem influenciar a estrutura em vários aspetos, entre eles podem ser destacar: a capacidade de armazenamento, custo económico associado, manutenção exigida, imposição geográfica e a viabilidade da construção.

O regime do fluxo se caracteriza pela sua forma em funil, massa ou misto, além de caracterizar o tipo de segregação e de formação ou não de zonas de produto sem movimento. Os fatores que influenciam o fluxo são: propriedades do material, método de enchimento, distribuição granulométrica, e, pela razão da altura do material no silo e seu diâmetro.

Observou-se como os parâmetros físicos dos produtos a serem estocados são muito relevantes para o correto dimensionamento da estrutura, e o conhecimento da natureza deste material é primordial, pois podem variar bastante entre si, assim como, suas características físicas ($\gamma_u; \mu; K_m; \phi_i$) e especificidades técnicas para estocagem (necessidade de ventilação, armazenamento em altas temperaturas, índices de humidade controlados).

Nota-se a necessidade de classificar os silos quanto a sua capacidade de armazenamento e/ou excentricidades de carregamento ou descarregamento presentes. Viu-se que a partir desta classificação a abordagem de cada classe terá suas particularidades como: variação na forma de obtenção de coeficientes para as cargas dinâmicas, sobrepressões no processo de carregamento e descarregamento, nos valores das propriedades físicas ($\gamma_u; \mu; K_m; \phi_i$) utilizado valores superiores e inferiores devido os estados limites ELU para cada tipo de ação mais gravosa seja ela na tremonha ou na parede vertical.

O cálculo de pressões exercidas na tremonha é um fenómeno que ainda carece maiores estudos, pois o Eurocódigo utiliza métodos empíricos para obtenção das pressões. Estes métodos correspondem a soma das pressões devidas ao peso dos produtos na tremonha e da pressão vertical exercida pelo produto armazenado acima da transição da tremonha com o corpo do silo.

Por meio deste trabalho, foi evidenciado a existência de uma zona de pico de pressão horizontal na estrutura, que se localiza exatamente na transição entre a tremonha e a parede vertical. Concluiu-se também que a geometria da tremonha e sua inclinação irá condicionar o tipo de fluxo. Viu-se também que a natureza do material armazenado e do atrito entre a parede e o próprio material são condicionantes para a classificação das tremonhas como rasas ou íngremes.

Verificou-se segundo a norma EN 1991-4:2006 (Anexo G), que para tremonhas que possuem inclinação com a horizontal $\alpha > 20^\circ$, se estas possuírem seu fluxo do tipo funil, apresentarão no processo de descarregamento, pressões normais muito inferiores quando comparada com o fluxo do tipo massa.

Se o fluxo for de funil, quanto maior a inclinação do ângulo com a vertical (β) menor será a pressão normal na parede da tremonha durante o processo de descarregamento. Se o fluxo for caracterizado como massa, a pressão normal nas paredes da tremonha serão proporcionais a pressão na vertical nas paredes do corpo do silo e do fator K.

Para as pressões de descarga, ainda não existe uma conformidade e consenso para determinação das pressões entre os pesquisadores a nível mundial. Porém há concordância que o regime do fluxo (massa ou de funil) influenciará as pressões finais no processo de descarga.

Foi verificado as condições dos estados limite últimos previsto pela norma EN 1991-4:2006, em que, o valor máximo referente a cada estado limite foi verificado na prática como sendo o resultado mais desfavorável.

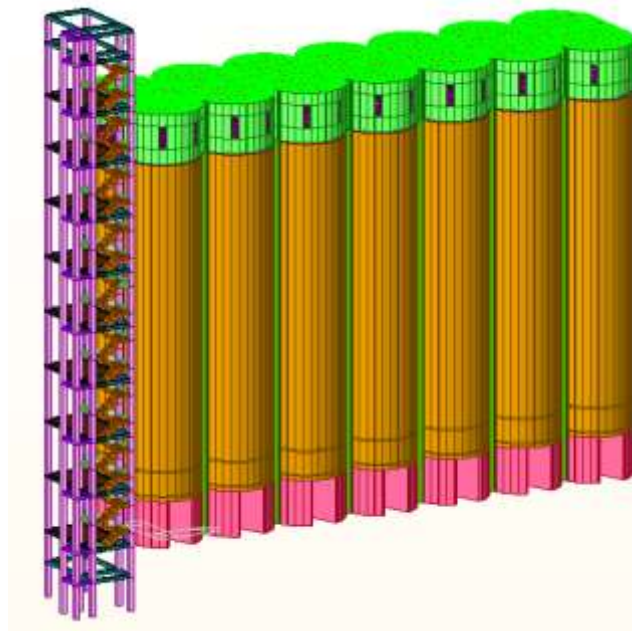
Verificou-se que na descarga o valor do parâmetro K é maior, pois há um aumento das pressões horizontais e uma diminuição das pressões verticais. Este fato pode ser evidenciado também pelas condições dos estados limites últimos, em que, para as pressões horizontais na parede vertical (ELU1) e na tremonha para a pressão máxima na descarga (ELU2) os valores que se devem utilizar para o parâmetro K são os valores superiores.

Não se verificou a condição de Estado limite último para o esvaziamento da tremonha (ELU2), o valor para as pressões de esvaziamento da tremonha foi superior para o ELU1, devido ao fato deste estado contar com uma pressão final vertical nas paredes da estrutura significativamente maior que as correspondentes ao ELU2. Este estado limite mesmo com a majoração dos fatores ($\gamma_u; \mu; K_m; \phi_i$) não obteve resultado superior.

Projetos futuros:

O projeto apresentado teve como objetivo determinar os esforços atuantes nas estruturas destinadas ao armazenamento de produtos (silos), com a aplicação de um caso prático como demonstração. No mesmo projeto não foi efetuada a execução do dimensionamento desta estrutura, sendo este um tema apresentado como projeto futuro, o qual deverá constar os esforços obtidos neste presente projeto (vento, peso próprio, pressão do produto armazenado, neve, sismos e variantes térmicos) e sua respetiva combinação de ação mais gravosa. Posteriormente com o auxílio de um programa de elementos finitos, poderia proceder-se com a modelação desta estrutura e aplicação dos esforços atuante para obter um dimensionamento com maior exatidão.

Figura 68: Modelação feita a partir do Programa de elementos finitos (Midas Gen)



A estrutura em questão já descrita anteriormente no capítulo 5.1, trata-se de uma estrutura de armazenamento (silos), constituída de 14 células circulares, acrescidas de 6 intercélulas que também poderão ser utilizadas para o armazenamento do produto a ser estocado. Como visto anteriormente o material a ser estocado não foi previamente definido, sendo assim podemos

analisar os resultados para diferentes tipos de grãos, escolhendo o que apresentar o resultado mais gravoso dentre os grãos que sejam possíveis a serem estocados.

Após efetuada a modelação e obtenção dos esforços juntamente com seus diagramas e deformações, poderá proceder com o dimensionamento, seja ele feito no mesmo programa ou feito manualmente com aplicações das fórmulas presentes no Eurocódigo 2 EN NP 1991-4: 2006. Visto que este silo está desativado há bastante tempo e dado o interesse do governo Português nesta estrutura que supostamente seria transformado em um museu, seria de grande valor a continuidade do mesmo com objetivo de ser usado para outros fins proveitosos.

Outro projeto futuro recomendado seria a análise das fórmulas propostas pelas normas internacionais, com efeito de comparação e verificar quais seriam recomendadas para cada tipo de problemática envolvendo as pressões de descargas nos silos principalmente nas tremonhas. Podendo incluir a influência de acréscimos de esforços devido aos sismos, elaborando um estudo da estrutura sob condições dinâmicas mais gravosas.

Nos projetos futuros citados anteriormente, pode se incluir o estudo comparativo das pressões exercidas pelos materiais armazenados, indicando a variação da pressão final de acordo com o material em questão, analisando a possibilidade de ocorrer a troca do material armazenado e como a estrutura iria reagir às pressões de outro tipo de armazenagem.

Bibliografia:

- AIRY, W. "The pressure of grain - Minutes of Proceedings." Em *PROCEEDINGS OF INSTITUTION OF CIVIL*. London: London: Institution of civil engineers. v. 131, p. 507-512, 1897.
- ARAÚJO, E. C. "Estudo Teórico e experimental de tremonhas piramidais para silos metálicos elevados." Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1997.
- AYUGA, F. "Empujes Del Material Almacenado en Silos." Em *Informes de la Construcción*, v.46, n. 436, . Madrid, 1995.
- BLIGHT, G. E. "A comparison of measured pressures in silos with code recommendations ." Em *Bulk solids Handling.*, V.8 n. 2 p. 145-153. 1988.
- CALIL Jr, . C. Tese (Doutorado), Escola Politécnica de Barcelona , Bracalona. Espanha: Publicação do departamento de Estruturas da Escola de engenharia de São carlos, USP, 1984, 184 p.
- CALIL JR, C. *Recomendações de Fluxo e de Cargas para Projeto de Silos Verticais*. Teses de livre Docência «, Universidade de São Paulo, São Carlos: Escola de Engenharia São Carlos , 1990.
- CALIL Jr., C. "Cargas para o dimensionamento de silos." *JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 1985: 23.
- CALIL JR., C. "A relação K entre as pressões horizontais e verticais em silos." XXVI Congresso brasileiro de Engenharia Agrícola, Universidade Federal da Paraíba , Paraíba, 1997.
- CALLIL Jr., C, e A.B. CHEUNG. *Silos: pressões, fluxo, recomendações para os porjeto e exemplo de cálculo*. USP: Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.
- CHEUNG, A. B. *Modelo estocástico de pressões de produtos armazenados para estimativa da confiabilidade estrutural em silos esbeltos*. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), USP, São Carlos: Escola de Engenharia de Sao Carlos, 2007.
- DALBELLO, O., M. J. G. OLIVEIRA, e B. C. BENEDETTI. "Determinação do ângulo de taluda e coeficiente de atrito para amendoim e aveia preta em diferentes teores de umidade." *Congresso brasileiro de Engenharia Agrícola, XXIII*. Campinas, 1994.
- EUROCODE-0, NP EN1990. *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas*. Instituto Português de Qualidade , 2009.
- EUROCODE-1, ENV1991-4. "Part 4. Silos and tanks-." *Actions on structures*, 2006.
- EUROCODE-1, NP EN 1991-1-4. *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento*. Instituto Português de Qualidade, 2010.
- EUROCODE-2, ENV1992-1-1. "Eurocódigo 2 Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios." *Projecto de estruturas de betão*, 2010.

- EUROCODE-8, EN 1998-4. *Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines*. European Committee for Standardization, 2006.
- EUROCODE-8, NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- FREITAS, E.G. *Estudo teórico e experimental das pressões em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano*. São Carlos: Universidade de São Carlos, 2001. 175p.
- GOMES, C. G. *Estudo teórico e experimental das ações em silos horizontais*. São Carlos: (Doutoramento em engenharia agrícola) Universidade de São Paulo, 2000. 205p.
- GOMES, F. C. “Silos para armazenamento de Laranjas.” Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1994.
- HEZEL, C. R. “Avaliação das pressões em silos verticais conforme diferentes normas internacionais.” Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola), Escola de Engenharia Agrícola da UNIOESTE, Cascavel- Paraná, 2007.
- INSTITUTE, AMERICAN CONCRETE. “ACI 313:.” *Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials*, 1991.
- INSTITUTE, AMERICAN CONCRETE. “Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials.” P. 313-377. EUA, 1991.
- JANSSEN, H. A. “Versuche über Getriededruck in Silozellen. Z.” Em *Verein Deutscher Ingenieure*, Vol.39, pp. 1045-1049. Deutscher Ingenieure, s.d.
- JEKINE, H. A. “Storage and flow of silos.” Bulletin 123, University of Utah, Salt Lake City, 1964.
- JENIKE, A. W, e J. R JOHANSON. “Bin Loads.” Em *Journal of the Structural Division*, V95, NºST4. ASCE, 1968.
- KAMINSKI, M., e E. WIRSKA. “Handling & Processing .” Em *Variation of pressures in flexible walled silo model.*, de M. KAMINSKI e E. WIRSKA, V.10 n.4, p349-355. 1998.
- NASCIMENTO, F. C. *A relação entre as pressões horizontais e verticais em silos elevados: o parametro K*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos: USP, 2008.
- NEGRISOLI, A. A. “Engesilos Consultoria e Projetos de Engenharia S/C Ltda, São Paulo.” *Exemplo de uma unidade armazenadora.*, 1997.
- PALMA, G. *Pressões e fluxo em silos esbeltos ($h/d > 1,5$)*. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005, 109.
- RASI, J. R. *Alternativas estruturais em paredes de concreto pré-moldado de silos horizontais*. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2014.
- RAVENET, J. “Silos.” 508p. Barcelona, 1992.

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

- REIMBERT, M, e A REIMBERT. *Silos: Teoría e Prática*. Buenos Aires, 464p.: Américalee S.R.L, 1979.
- ROBERTS, A. W. "100 years of Janssen ." Em *Storage.Bulk Solids Handling*, v. 15, n. 3, p. 369-383,. 1995.
- SCHULZE, D. "Flowability and Time Consolidation Measurements Using a Ring Shear Tester." Em *Powder Handling & Processing* 8, v.3, p. 221-226, . 1996.
- SILVA, E. T. "Elementos pré-moldados para silos quadrados de concreto armado." Tese (doutorado em engenharia agrícola), Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, Campinas, 1998.
- SILVA, H. C. "Estudo da influência do empuxo lateral causado por grãos nas paredes de grandes silos horizontais." Dissertação (Mestardo) , Universidade Federal do Rio Grande do Sul , Porto Alegre , 2002.
- SOARES, M. F. M, e V. W. FERRIERA. "Grande Dicionário Enciclopédico: ." Volume XII. . Lisboa: Clube internacional do livro, 2000.
- TEIXEIRA, L. G. R. "Determinação das propriedades físicas e de fluxo do café para projeto estrutural de silos e equipamentos." Dissertação (Mestrado em engenharia Agrícola), Universidade federal de Lavras , Lavras , 2006.
- WALKER, D. M. "An Approximate Theory for Pressures and Arching in Hoppers." Em *Chemical*, v. 21, p. 975-997,. 1996.
- WALTERS, J. K. "A theoretical analysis of stresses in silos with vertical walls." Em *Chemical*, v. 28, p. 13 – 21. 1973.

Anexo A

Cálculo detalhado dos esforços do vento para cada faixa de altura:

As tabelas a seguir apresentam os cálculos das pressões finais atuantes para diferentes faixas de altura do edifício, visto que a pressão exercida pelo vento é variante de acordo com a altura. Logo para a melhor interpretação destas ações no edifício, cada faixa de altura apresentará a pressão de pico referente a esta altura, sendo assim pode se calcular as pressões finais distribuídas no corpo do edifício.

Pressões de pico, para $q_p(37.52m)$:

Zonas	$q_p(37.65m)$
Envidraçados	1513.5669
Opacas	1492.09144

Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	1176.361343	-1607.297804
Opacas	1492.09144	-2118.99366

Pressões de pico, para $q_p(33.52m)$:

Zonas	$q_p(33.52m)$
Envidraçados	1464.06
Opacas	1459.87

Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	1137.884019	-1572.588504
Opacas	1459.87	-2049.684

Pressões de pico, para $q_p(23.52m)$:

Zonas	$q_p(23.52m)$
Envidraçados	1312.84
Opacas	1293.26

Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	1020.354122	-1393.114324
Opacas	1293.26	-1837.976

Pressões de pico, para $q_p(13.52m)$:

Zonas	$q_p(13.52m)$
Envidraçados	1089.98
Opacas	1074.067

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	847.144805	-1156.997141
Opacas	1074.067	-1525.972

Pressões de pico, para $q_p(4.35m)$:

Zonas	$q_p(4.35m)$
Envidraçados	648.533
Opacas	675.096

Zonas	Positiva [Pa]	Negativa [Pa]
Envidraçados	504.0471952	-727.2210597
Opacas	675.096	-907.9462

Para as fachadas ventiladas tem se:

H= 37.65;

b= 54.92;

d=13.94

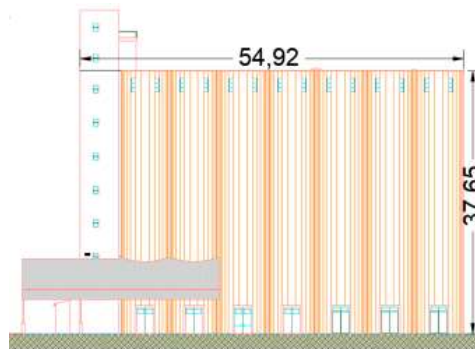
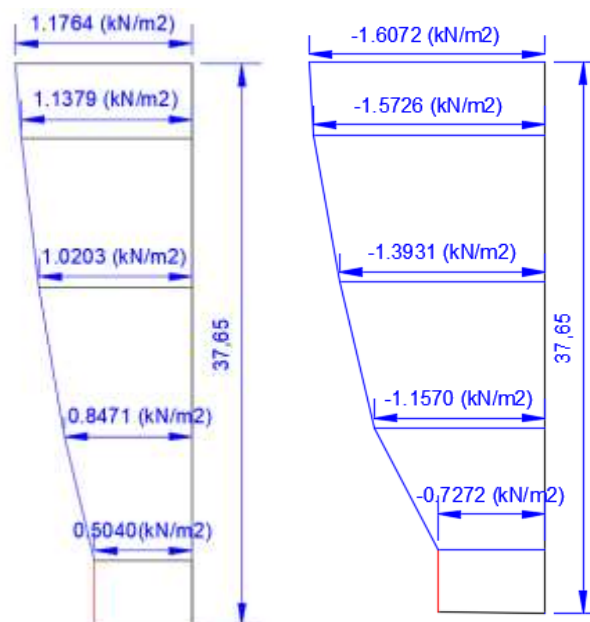


Figura 69: Pressão distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada ventilada)



Para as fachadas opacas temos:

H= 37.65;

b= 13.94;

d=54.92;

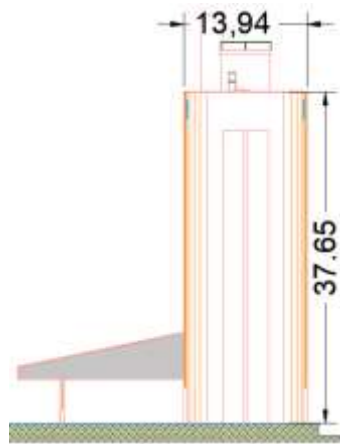
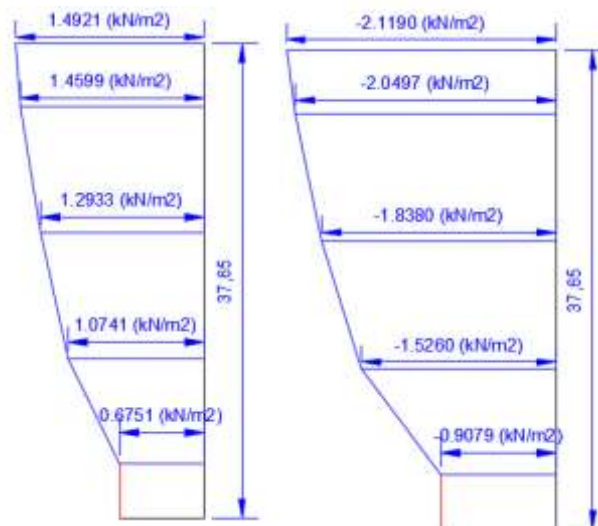


Figura 70: Pressão distribuída devido à ação do vento na parede vertical da estrutura (fachada opaca)



Cálculo detalhado dos esforços do vento devido a geometria circular para cada faixa de altura:

Fachada Ventilada:

Para z= 37.65m (Fachada Ventilada)											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.513567	1.210854	0.605427	0.075678	-0.52975	-1.21085	-1.81628	-2.19467	-2.27035	-2.19467	-1.96764
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.51357	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127	-0.81127

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Para z=33.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.46406	1.171248	0.585624	0.073203	-0.51242	-1.17125	-1.75687	-2.12289	-2.19609	-2.12289	-1.90328
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.46406	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	-0.78474	

Para z=23.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.31284	1.050272	0.525136	0.065642	-0.45949	-1.05027	-1.57541	-1.90362	-1.96926	-1.90362	-1.70669
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.31284	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	-0.70368	

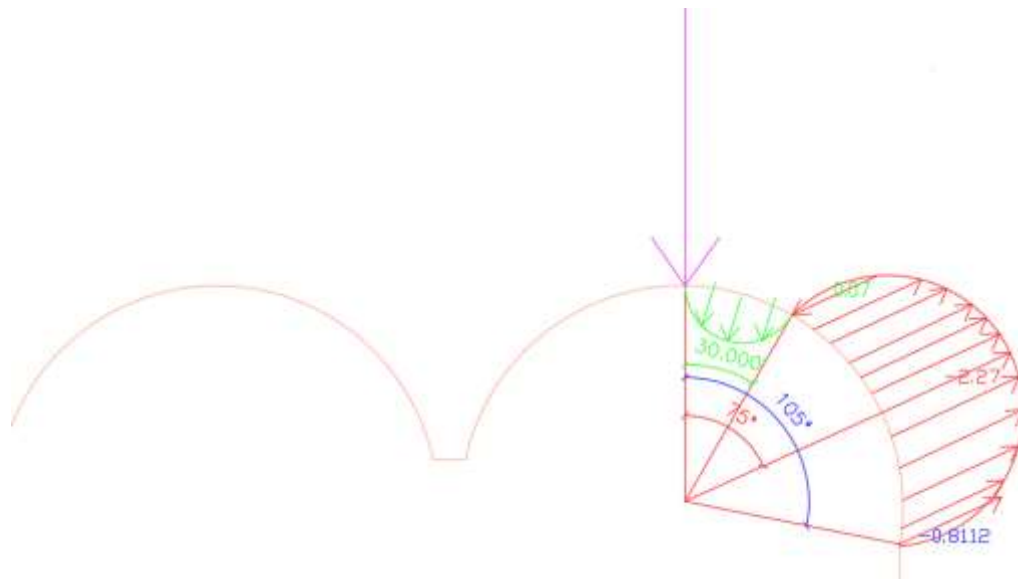
Para z=13.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.08998	0.871984	0.435992	0.054499	-0.38149	-0.87198	-1.30798	-1.58047	-1.63497	-1.58047	-1.41697
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.08998	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	-0.58423	

Para z=4.35 m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	0.648533	0.518826	0.259413	0.032427	-0.22699	-0.51883	-0.77824	-0.94037	-0.9728	-0.94037	-0.84309
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-0.64853	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	-0.34761	

Figura 71: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo (fachada ventilada)



Figura 72: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo



Fachada Opaca:

Para z= 37.65m (Fachada opaca)											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.492091	1.193673	0.596837	0.074605	-0.52223	-1.19367	-1.79051	-2.16353	-2.23814	-2.16353	-1.93972
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.49209	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	-0.79976	

Para z=33.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.45987	1.167896	0.583948	0.072994	-0.51095	-1.1679	-1.75184	-2.11681	-2.18981	-2.11681	-1.89783
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.45987	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	-0.78249	0

Para z=23.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.29326	1.034608	0.517304	0.064663	-0.45264	-1.03461	-1.55191	-1.87523	-1.93989	-1.87523	-1.68124
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.29326	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	-0.69319	

Para z=13.52m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	1.074067	0.859254	0.429627	0.053703	-0.37592	-0.85925	-1.28888	-1.5574	-1.6111	-1.5574	-1.39629
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-1.07407	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	-0.5757	

Para z=4.35m											
α	0	10	20	30	40	50	60	70	75	80	90
We	0.675096	0.540077	0.270038	0.033755	-0.23628	-0.54008	-0.81012	-0.97889	-1.01264	-0.97889	-0.87762
α	100	105	110	120	130	140	150	160	170	180	
We	-0.6751	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	-0.36185	

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Figura 73: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo (fachada opaca)

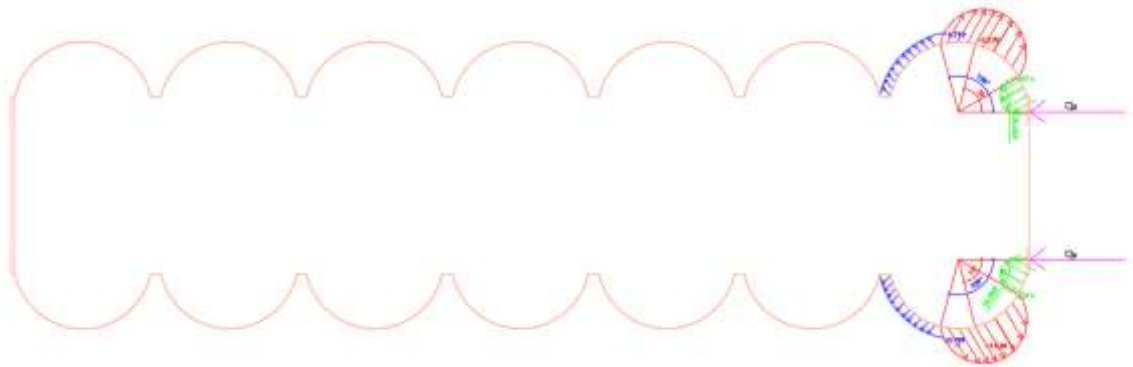
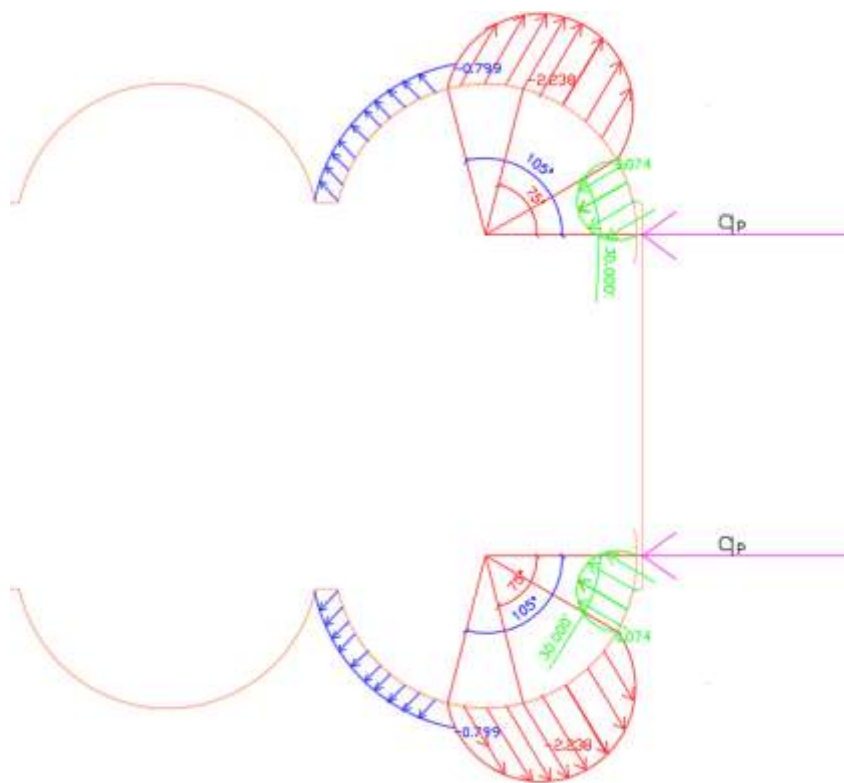


Figura 74: Distribuição da pressão nas células verticais de bordo



Anexo B

No anexo B estão presentes as tabelas referentes às pressões devido ao produto armazenado, sendo elas:

Pressões nas paredes verticais devido ao enchimento para ELU1, ELU2, ELU3.

Pressões nas paredes verticais devido ao enchimento para ELU1, ELU2, ELU3.

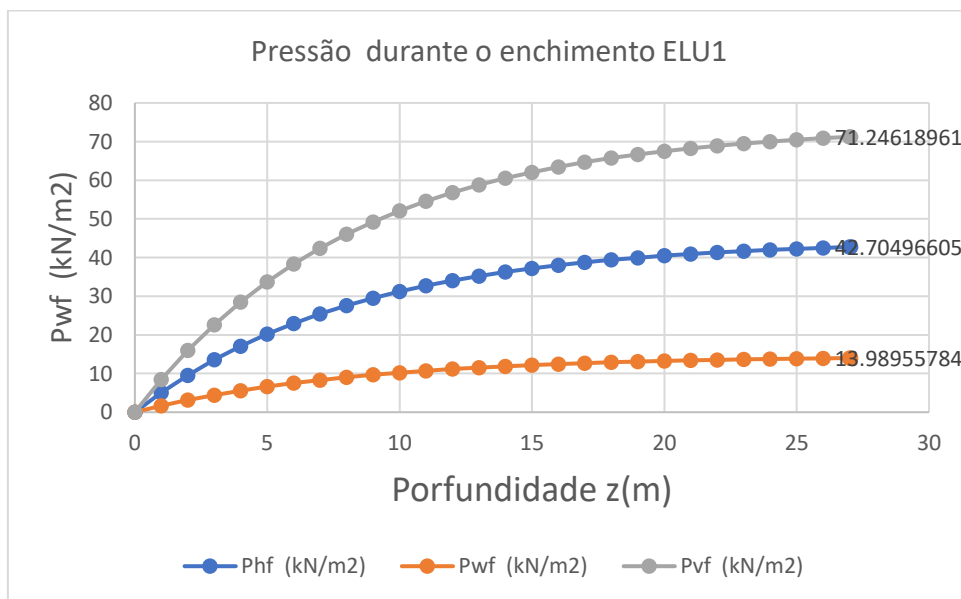
Pressões nas paredes da tremonha devido ao enchimento para ELU1, ELU2.

Pressões nas paredes da tremonha devido ao enchimento para ELU1, ELU2.

Pressões na parede vertical durante o enchimento:

Tabela 39: Pressões de enchimento para ELU 1- pressão normal á parede máxima

ELU 1				Enchimento		
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{hf} (kN/m ²)	P _{wf} (kN/m ²)	P _{vf} (kN/m ²)
0	8.224892	0	44.37	0	0	0
1	8.224892	0.114482	44.37	5.0795528	1.6639914	8.4743957
2	8.224892	0.215857	44.37	9.5775898	3.1374863	15.978628
3	8.224892	0.305627	44.37	13.560684	4.442293	22.623764
4	8.224892	0.38512	44.37	17.087787	5.5977232	28.508153
5	8.224892	0.455513	44.37	20.211101	6.6208778	33.718887
6	8.224892	0.517847	44.37	22.976852	7.5268999	38.333087
7	8.224892	0.573044	44.37	25.425976	8.3291991	42.419046
8	8.224892	0.621923	44.37	27.59472	9.0396497	46.037238
9	8.224892	0.665206	44.37	29.515183	9.6687667	49.241212
10	8.224892	0.703534	44.37	31.215787	10.225861	52.078391
11	8.224892	0.737474	44.37	32.721704	10.719179	54.590764
12	8.224892	0.767528	44.37	34.055221	11.156021	56.815516
13	8.224892	0.794142	44.37	35.236074	11.542852	58.785576
14	8.224892	0.817709	44.37	36.281741	11.885398	60.530099
15	8.224892	0.838578	44.37	37.207699	12.188729	62.074906
16	8.224892	0.857058	44.37	38.027651	12.457334	63.442862
17	8.224892	0.873422	44.37	38.753734	12.695189	64.654211
18	8.224892	0.887913	44.37	39.396694	12.905813	65.726883
19	8.224892	0.900745	44.37	39.966046	13.092326	66.676754
20	8.224892	0.912108	44.37	40.470218	13.257485	67.517882
21	8.224892	0.92217	44.37	40.916672	13.403737	68.262716
22	8.224892	0.93108	44.37	41.312015	13.533246	68.92228
23	8.224892	0.93897	44.37	41.662098	13.647929	69.506337
24	8.224892	0.945957	44.37	41.972103	13.749482	70.023529
25	8.224892	0.952144	44.37	42.246619	13.83941	70.481513
26	8.224892	0.957622	44.37	42.489707	13.919042	70.887065
27	8.224892	0.962474	44.37	42.704966	13.989558	71.24619
27.04	8.224892	0.962656	44.37	42.713044	13.992204	71.259666



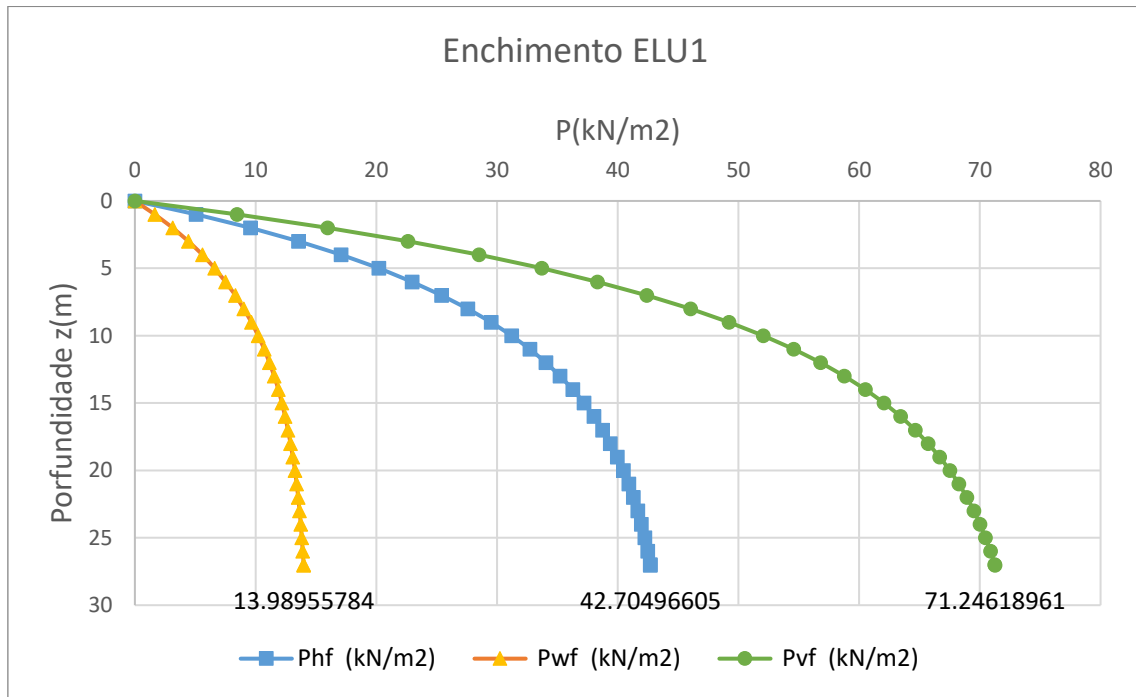
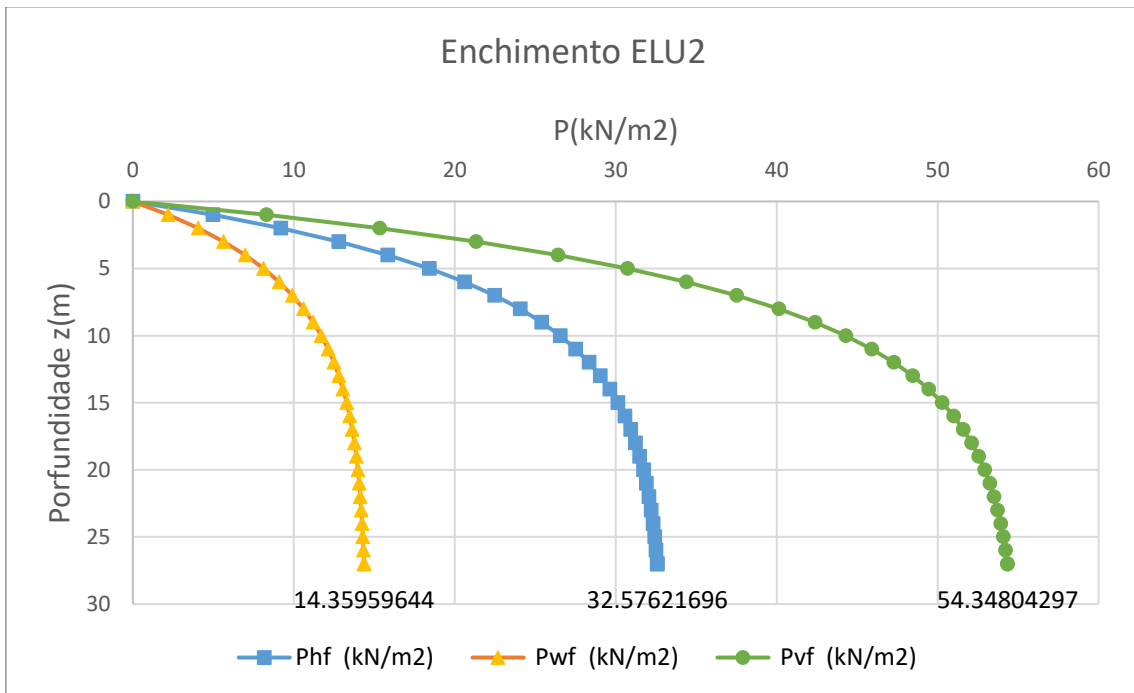
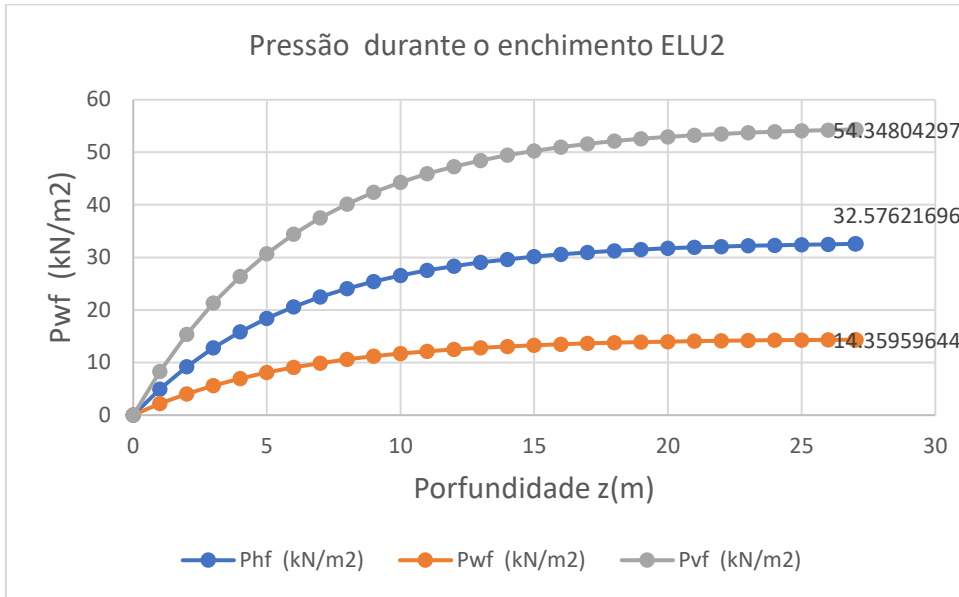


Tabela 40: Pressões de enchimento para ELU 2- tração friccional máxima

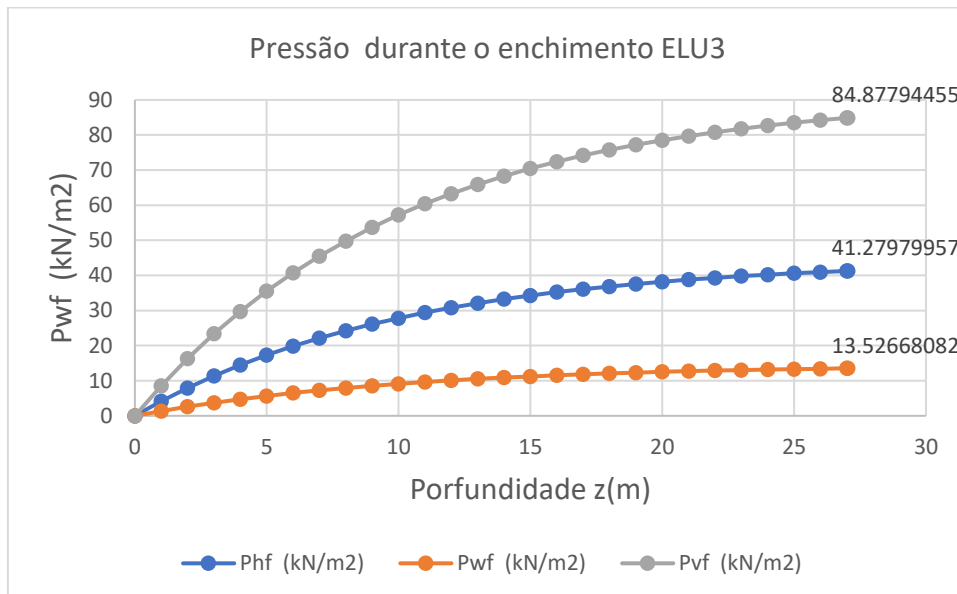
ELU 2				Enchimento		
z (m)	z ₀	Y _i (z)	P _{h0}	P _{hf} (kN/m ²)	P _{wf} (kN/m ²)	P _{vf} (kN/m ²)
0	6.112434	0	32.97414	0	0	0
1	6.112434	0.150919	32.97414	4.9764309	2.1936108	8.3023539
2	6.112434	0.279062	32.97414	9.2018228	4.0561635	15.351723
3	6.112434	0.387865	32.97414	12.789522	5.6376213	21.337207
4	6.112434	0.480248	32.97414	15.835768	6.9804066	26.419366
5	6.112434	0.558689	32.97414	18.422278	8.1205399	30.73453
6	6.112434	0.625291	32.97414	20.618433	9.0886052	34.398453
7	6.112434	0.681842	32.97414	22.483146	9.9105708	37.50942
8	6.112434	0.729858	32.97414	24.066438	10.608486	40.150881
9	6.112434	0.770628	32.97414	25.410781	11.201072	42.393696
10	6.112434	0.805244	32.97414	26.552237	11.704226	44.298027
11	6.112434	0.834637	32.97414	27.521425	12.131444	45.914957
12	6.112434	0.859593	32.97414	28.344344	12.494187	47.287862
13	6.112434	0.880783	32.97414	29.043069	12.802185	48.453569
14	6.112434	0.898775	32.97414	29.636343	13.0637	49.443348
15	6.112434	0.914052	32.97414	30.14008	13.285747	50.283751
16	6.112434	0.927023	32.97414	30.567794	13.474284	50.997321
17	6.112434	0.938037	32.97414	30.930958	13.634366	51.603199
18	6.112434	0.947388	32.97414	31.239313	13.770289	52.117639
19	6.112434	0.955328	32.97414	31.501131	13.885699	52.55444
20	6.112434	0.96207	32.97414	31.723436	13.983691	52.925319
21	6.112434	0.967795	32.97414	31.912191	14.066894	53.240226
22	6.112434	0.972655	32.97414	32.072459	14.13754	53.507607
23	6.112434	0.976782	32.97414	32.20854	14.197524	53.734635
24	6.112434	0.980286	32.97414	32.324083	14.248456	53.9274
25	6.112434	0.983261	32.97414	32.422189	14.291701	54.091073
26	6.112434	0.985787	32.97414	32.505489	14.328419	54.230045
27	6.112434	0.987932	32.97414	32.576217	14.359596	54.348043
27.04	6.112434	0.988011	32.97414	32.578812	14.360741	54.352373

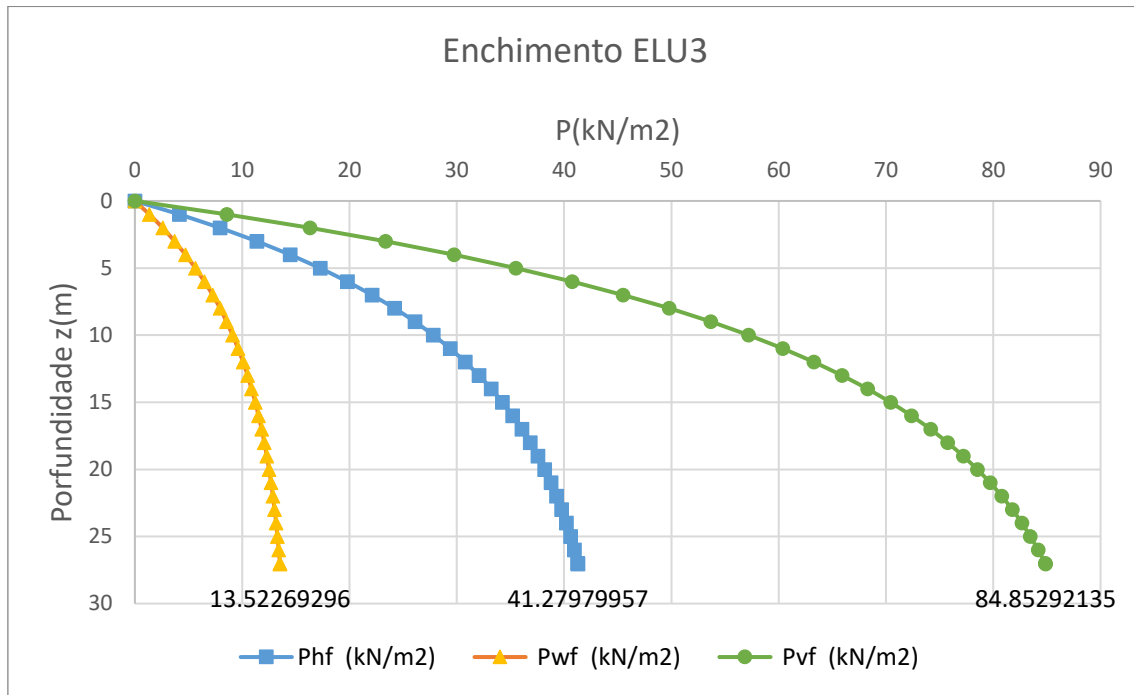


Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 41 :Pressões de enchimento para ELU3- Máxima carga vertical sobre a tremonha

ELU 3				Enchimento		
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{hf} (kN/m ²)	P _{wf} (kN/m ²)	P _{vf} (kN/m ²)
0	10.13389	0	44.37	0	0	0
1	10.13389	0.093966	44.37	4.1692857	1.3658005	8.5701983
2	10.13389	0.179103	44.37	7.9467989	2.6032617	16.335087
3	10.13389	0.25624	44.37	11.369353	3.7244433	23.370337
4	10.13389	0.326128	44.37	14.470302	4.7402715	29.744511
5	10.13389	0.389449	44.37	17.279867	5.6606461	35.519727
6	10.13389	0.446821	44.37	19.825427	6.4945365	40.752267
7	10.13389	0.498801	44.37	22.13179	7.2500693	45.493125
8	10.13389	0.545897	44.37	24.221433	7.9346074	49.788501
9	10.13389	0.588567	44.37	26.11472	8.554822	53.680257
10	10.13389	0.627228	44.37	27.830101	9.1167573	57.206319
11	10.13389	0.662256	44.37	29.384295	9.6258897	60.40105
12	10.13389	0.693992	44.37	30.792446	10.087181	63.295584
13	10.13389	0.722747	44.37	32.068279	10.505126	65.918129
14	10.13389	0.748799	44.37	33.224227	10.883798	68.294244
15	10.13389	0.772404	44.37	34.271554	11.226888	70.447083
16	10.13389	0.79379	44.37	35.220468	11.537739	72.397628
17	10.13389	0.813167	44.37	36.080216	11.819381	74.164888
18	10.13389	0.830723	44.37	36.859176	12.074558	75.766084
19	10.13389	0.846629	44.37	37.564941	12.305756	77.216822
20	10.13389	0.861041	44.37	38.204387	12.51523	78.53124
21	10.13389	0.874098	44.37	38.783747	12.705021	79.722147
22	10.13389	0.885929	44.37	39.308667	12.876977	80.801148
23	10.13389	0.896648	44.37	39.784262	13.032775	81.77876
24	10.13389	0.906359	44.37	40.215167	13.173934	82.664509
25	10.13389	0.915158	44.37	40.605581	13.301828	83.467027
26	10.13389	0.923131	44.37	40.95931	13.417705	84.194136
27	10.13389	0.930354	44.37	41.2798	13.522693	84.852921
27.04	10.13389	0.930628	44.37	41.291973	13.526681	84.877945

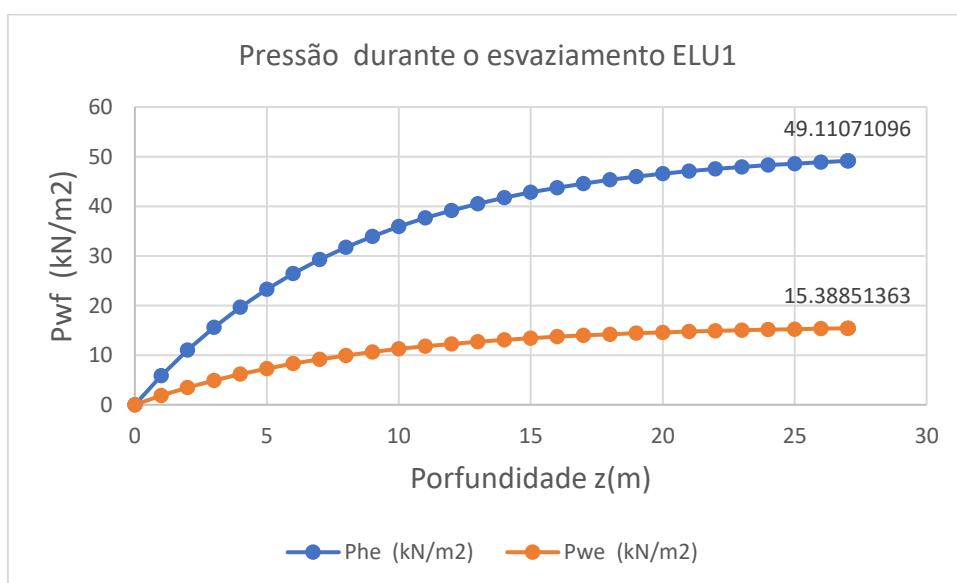




Pressões na parede vertical durante o esvaziamento:

Tabela 42 :Pressões de esvaziamento para ELU 1- pressão normal á parede máxima

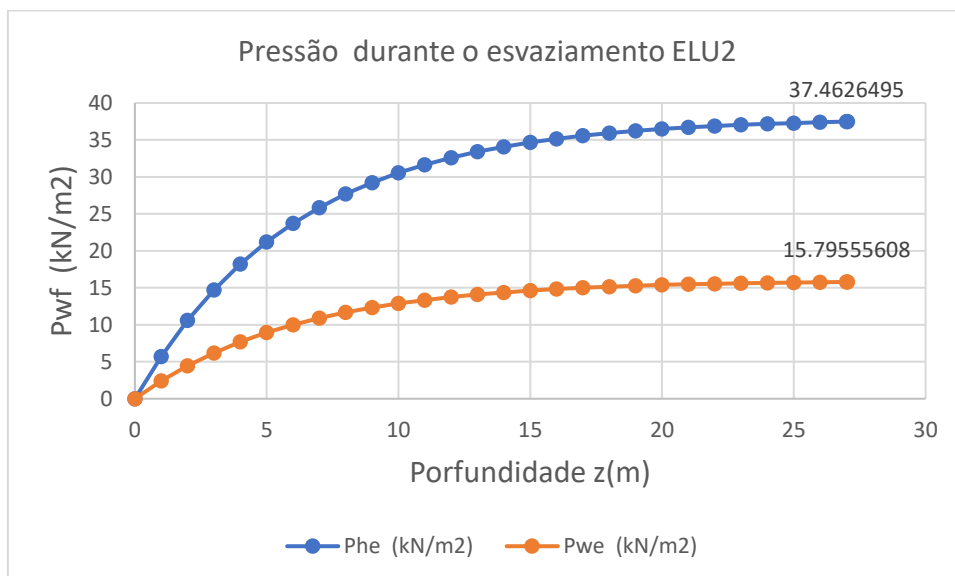
ELU 1				Esvaziamento	
z (m)	z_0	$Y_j(z)$	P_{h0}	P_{he} (kN/m ²)	P_{we} (kN/m ²)
0	8.224892	0	44.37	0	0
1	8.224892	0.114482	44.37	5.8414857	1.830390581
2	8.224892	0.215857	44.37	11.014228	3.451234946
3	8.224892	0.305627	44.37	15.594786	4.886522301
4	8.224892	0.38512	44.37	19.650955	6.157495527
5	8.224892	0.455513	44.37	23.242766	7.282965583
6	8.224892	0.517847	44.37	26.42338	8.279589919
7	8.224892	0.573044	44.37	29.239873	9.162119012
8	8.224892	0.621923	44.37	31.733928	9.943614679
9	8.224892	0.665206	44.37	33.94246	10.6356434
10	8.224892	0.703534	44.37	35.898155	11.24844749
11	8.224892	0.737474	44.37	37.629959	11.79109674
12	8.224892	0.767528	44.37	39.163504	12.27162258
13	8.224892	0.794142	44.37	40.521485	12.69713701
14	8.224892	0.817709	44.37	41.724003	13.07393782
15	8.224892	0.838578	44.37	42.788854	13.40760184
16	8.224892	0.857058	44.37	43.731799	13.70306744
17	8.224892	0.873422	44.37	44.566794	13.96470763
18	8.224892	0.887913	44.37	45.306198	14.19639481
19	8.224892	0.900745	44.37	45.960953	14.40155805
20	8.224892	0.912108	44.37	46.540751	14.58323386
21	8.224892	0.92217	44.37	47.054173	14.74411111
22	8.224892	0.93108	44.37	47.508817	14.88657086
23	8.224892	0.93897	44.37	47.911413	15.01272157
24	8.224892	0.945957	44.37	48.267919	15.12443034
25	8.224892	0.952144	44.37	48.583611	15.2233505
26	8.224892	0.957622	44.37	48.863163	15.31094611
27	8.224892	0.962474	44.37	49.110711	15.38851363
27.04	8.224892	0.962656	44.37	49.120001	15.39142445



Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 43: Pressões de esvaziamento para ELU 2- tração friccional máxima

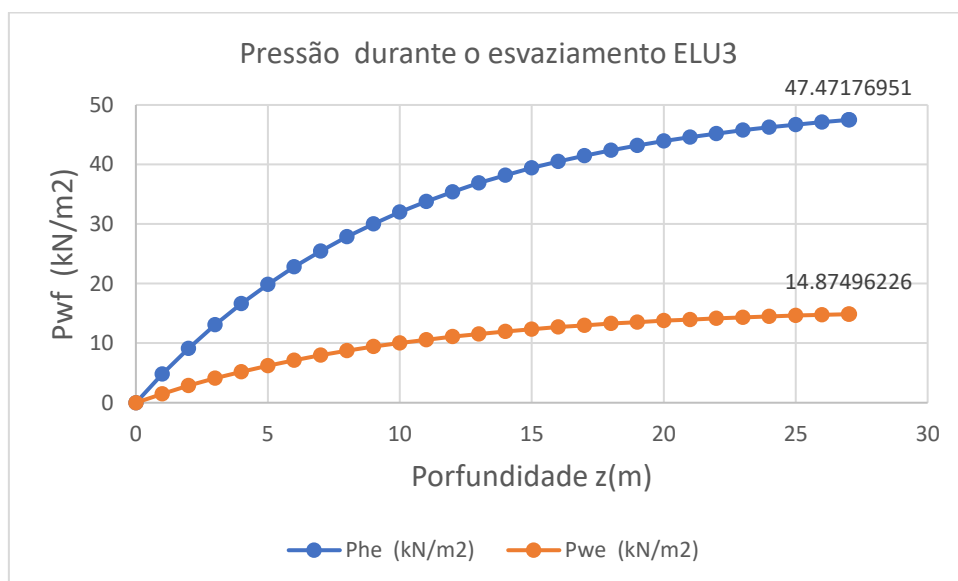
ELU 2				Esvaziamento	
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{he} (kN/m ²)	P _{we} (kN/m ²)
0	6.112434	0	32.97414	0	0
1	6.112434	0.150919	32.97414	5.7228956	2.41297183
2	6.112434	0.279062	32.97414	10.582096	4.461779851
3	6.112434	0.387865	32.97414	14.70795	6.201383379
4	6.112434	0.480248	32.97414	18.211133	7.678447312
5	6.112434	0.558689	32.97414	21.185619	8.93259392
6	6.112434	0.625291	32.97414	23.711198	9.997465709
7	6.112434	0.681842	32.97414	25.855618	10.90162789
8	6.112434	0.729858	32.97414	27.676404	11.66933462
9	6.112434	0.770628	32.97414	29.222399	12.32117966
10	6.112434	0.805244	32.97414	30.535073	12.87464876
11	6.112434	0.834637	32.97414	31.649639	13.34458873
12	6.112434	0.859593	32.97414	32.595996	13.74360574
13	6.112434	0.880783	32.97414	33.39953	14.08240341
14	6.112434	0.898775	32.97414	34.081794	14.37007001
15	6.112434	0.914052	32.97414	34.661092	14.61432219
16	6.112434	0.927023	32.97414	35.152963	14.82171202
17	6.112434	0.938037	32.97414	35.570601	14.99780275
18	6.112434	0.947388	32.97414	35.92521	15.14731799
19	6.112434	0.955328	32.97414	36.226301	15.27426852
20	6.112434	0.96207	32.97414	36.481952	15.38205977
21	6.112434	0.967795	32.97414	36.69902	15.47358325
22	6.112434	0.972655	32.97414	36.883328	15.55129408
23	6.112434	0.976782	32.97414	37.039821	15.61727686
24	6.112434	0.980286	32.97414	37.172696	15.67330156
25	6.112434	0.983261	32.97414	37.285517	15.72087106
26	6.112434	0.985787	32.97414	37.381312	15.76126141
27	6.112434	0.987932	32.97414	37.46265	15.79555608
27.04	6.112434	0.988011	32.97414	37.465634	15.79681459



Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 44: Pressões de esvaziamento para ELU 3

ELU 3				Esvaziamento	
z (m)	z ₀	Y _j (z)	P _{h0}	P _{he} (kN/m ²)	P _{we} (kN/m ²)
0	10.13389	0	44.37	0	0
1	10.13389	0.093966	44.37	4.79467852	1.502380526
2	10.13389	0.179103	44.37	9.138818738	2.86358788
3	10.13389	0.25624	44.37	13.07475608	4.096887588
4	10.13389	0.326128	44.37	16.64084787	5.214298659
5	10.13389	0.389449	44.37	19.87184714	6.226710722
6	10.13389	0.446821	44.37	22.79924129	7.143990148
7	10.13389	0.498801	44.37	25.45155898	7.975076201
8	10.13389	0.545897	44.37	27.85464813	8.728068156
9	10.13389	0.588567	44.37	30.03192784	9.410304226
10	10.13389	0.627228	44.37	32.00461658	10.02843308
11	10.13389	0.662256	44.37	33.79193902	10.58847864
12	10.13389	0.693992	44.37	35.41131335	11.09589879
13	10.13389	0.722747	44.37	36.87852103	11.55563852
14	10.13389	0.748799	44.37	38.2078606	11.97217821
15	10.13389	0.772404	44.37	39.41228702	12.34957719
16	10.13389	0.79379	44.37	40.50353792	12.69151338
17	10.13389	0.813167	44.37	41.49224799	13.00131908
18	10.13389	0.830723	44.37	42.38805261	13.28201349
19	10.13389	0.846629	44.37	43.19968176	13.53633207
20	10.13389	0.861041	44.37	43.93504511	13.76675327
21	10.13389	0.874098	44.37	44.60130907	13.97552263
22	10.13389	0.885929	44.37	45.20496666	14.16467471
23	10.13389	0.896648	44.37	45.75190077	14.33605286
24	10.13389	0.906359	44.37	46.24744148	14.49132724
25	10.13389	0.915158	44.37	46.69641807	14.63201106
26	10.13389	0.923131	44.37	47.10320597	14.75947533
27	10.13389	0.930354	44.37	47.47176951	14.87496226
27.04	10.13389	0.930628	44.37	47.48576898	14.8793489



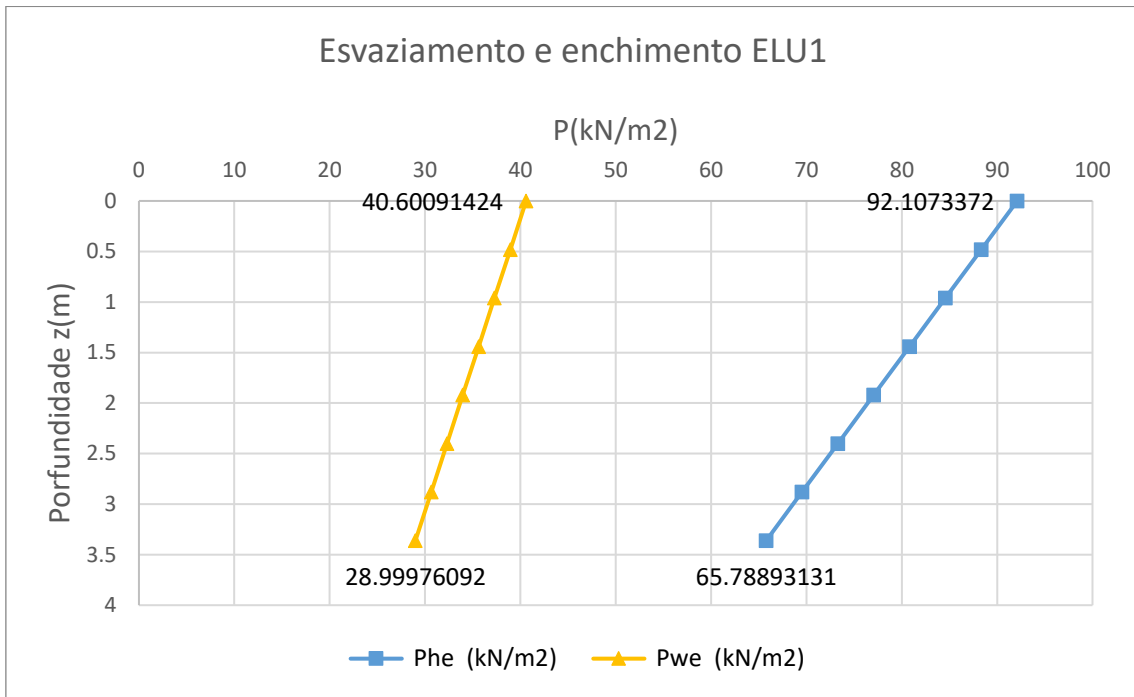
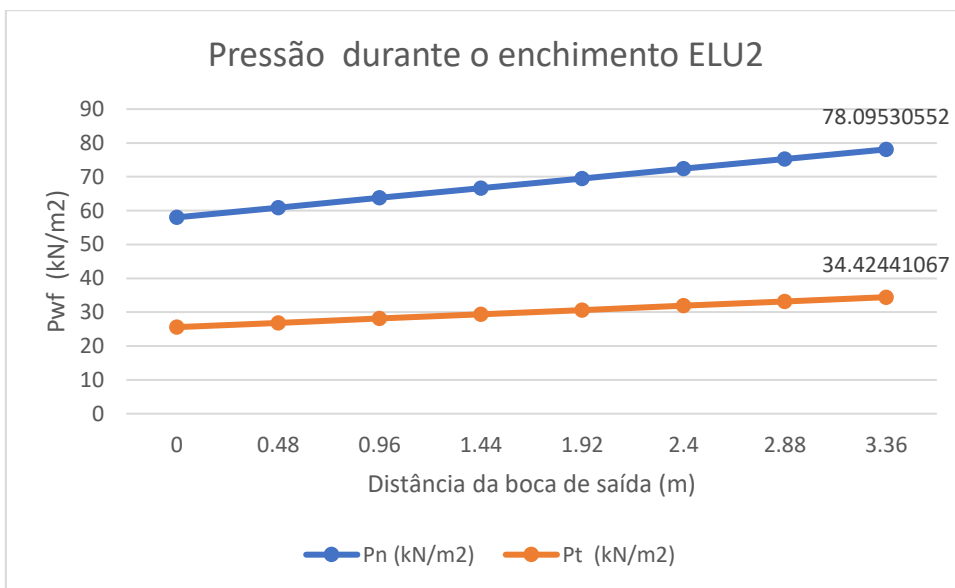
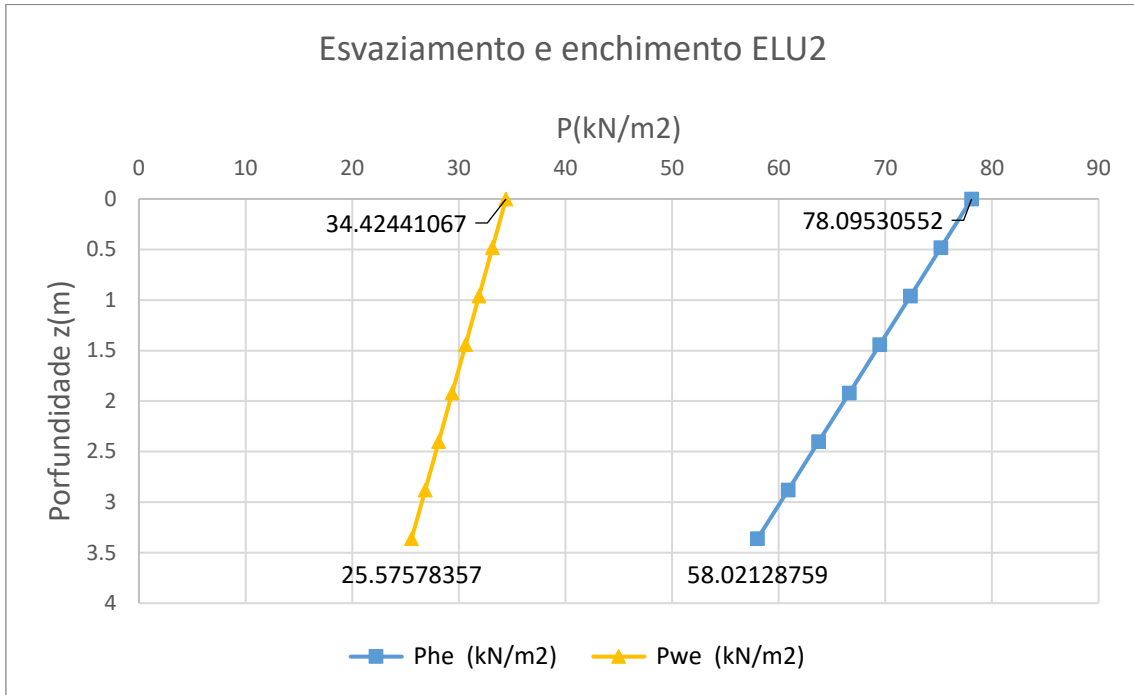


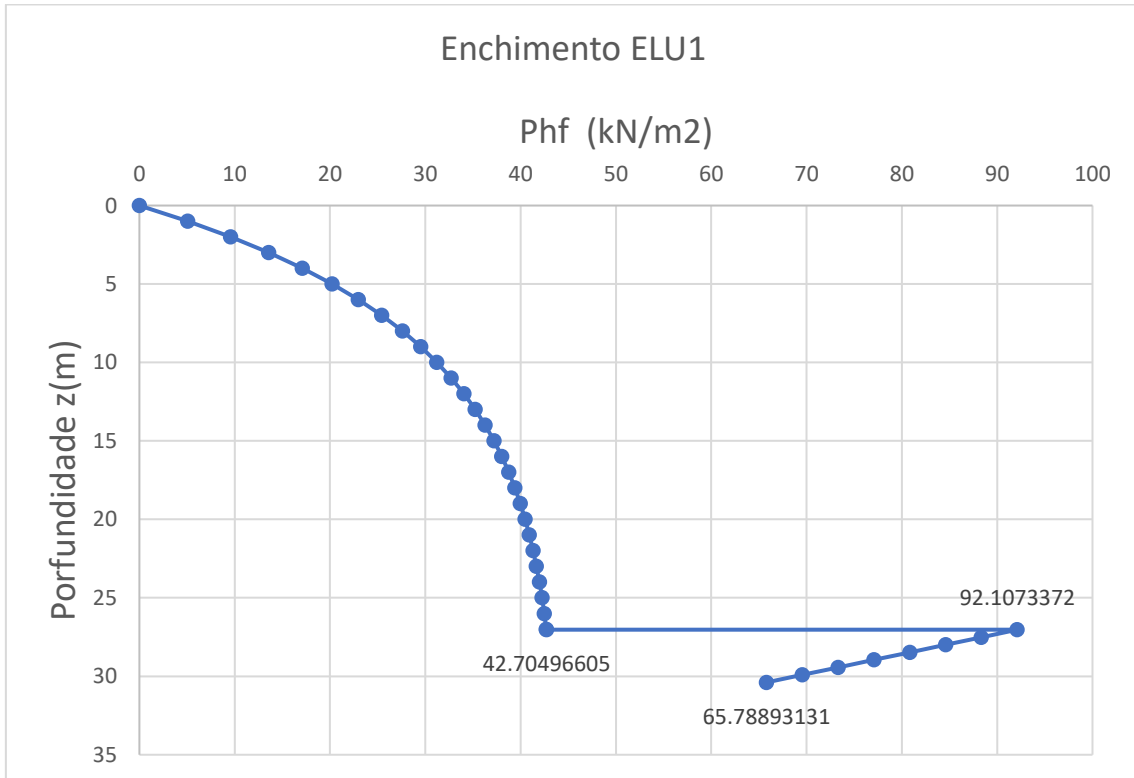
Tabela 46: Pressão atuante nas paredes da tremonha para fluxo de funil (ELU 2)

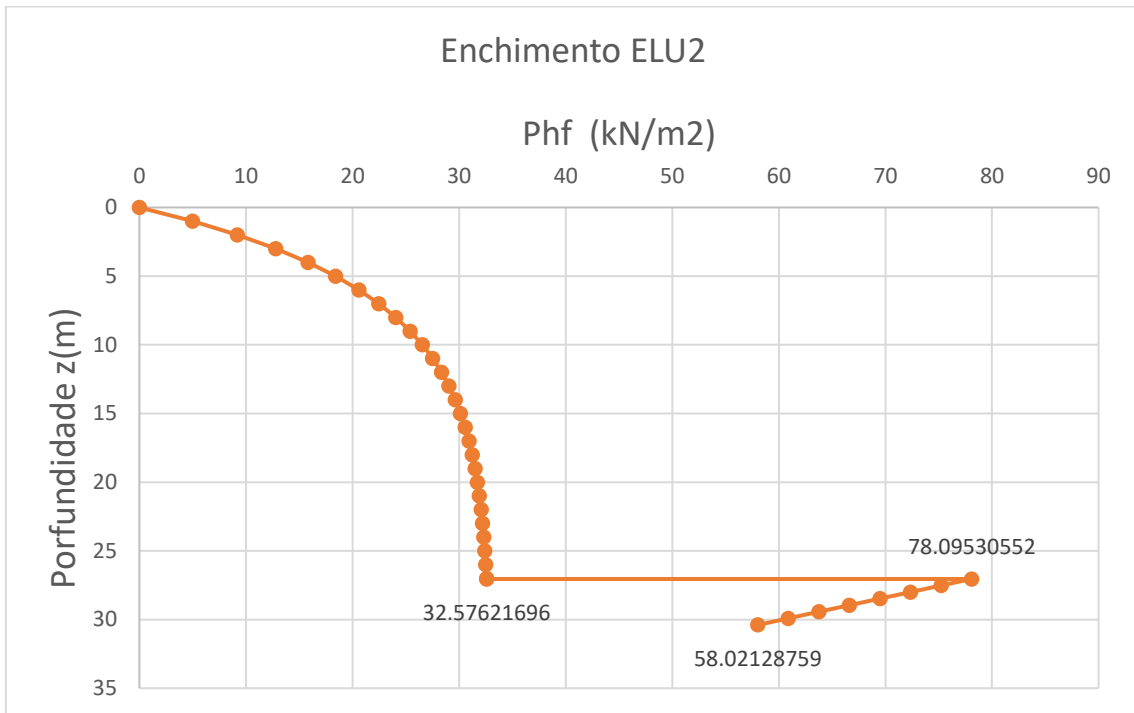
	x (m)	P_{v0} (kN/m ²)	P_{n1} (kN/m ²)	P_{n2} (kN/m ²)	P_{n3} (kN/m ²)	P_n (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	P_{ns} (kN/m ²)
ELU2	0	54.3523732	61.21999302	41.20571918	16.8155684	58.02129	25.57578	58.0212876
	0.48		61.21999302	41.20571918	16.8155684	60.889	26.83987	60.8890044
	0.96		61.21999302	41.20571918	16.8155684	63.75672	28.10396	63.7567213
	1.44		61.21999302	41.20571918	16.8155684	66.62444	29.36805	66.6244381
	1.92		61.21999302	41.20571918	16.8155684	69.49215	30.63214	69.492155
	2.4		61.21999302	41.20571918	16.8155684	72.35987	31.89623	72.3598718
	2.88		61.21999302	41.20571918	16.8155684	75.22759	33.16032	75.2275887
	3.36		61.21999302	41.20571918	16.8155684	78.09531	34.42441	78.0953055



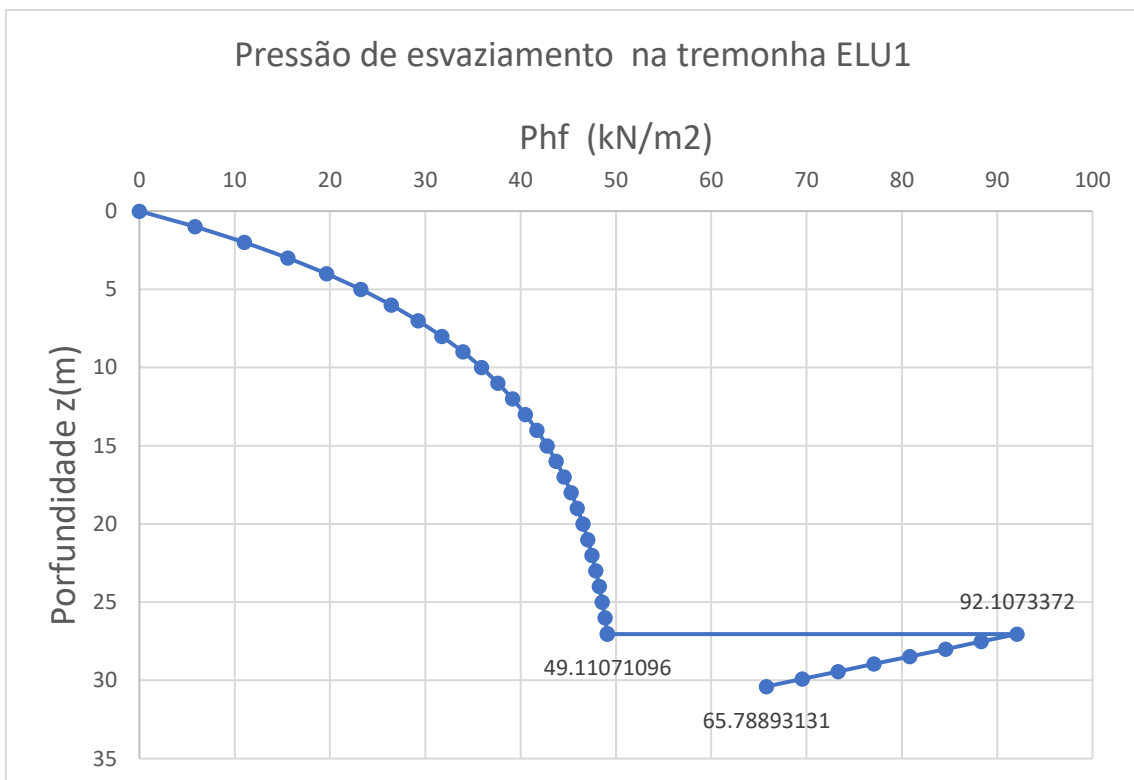


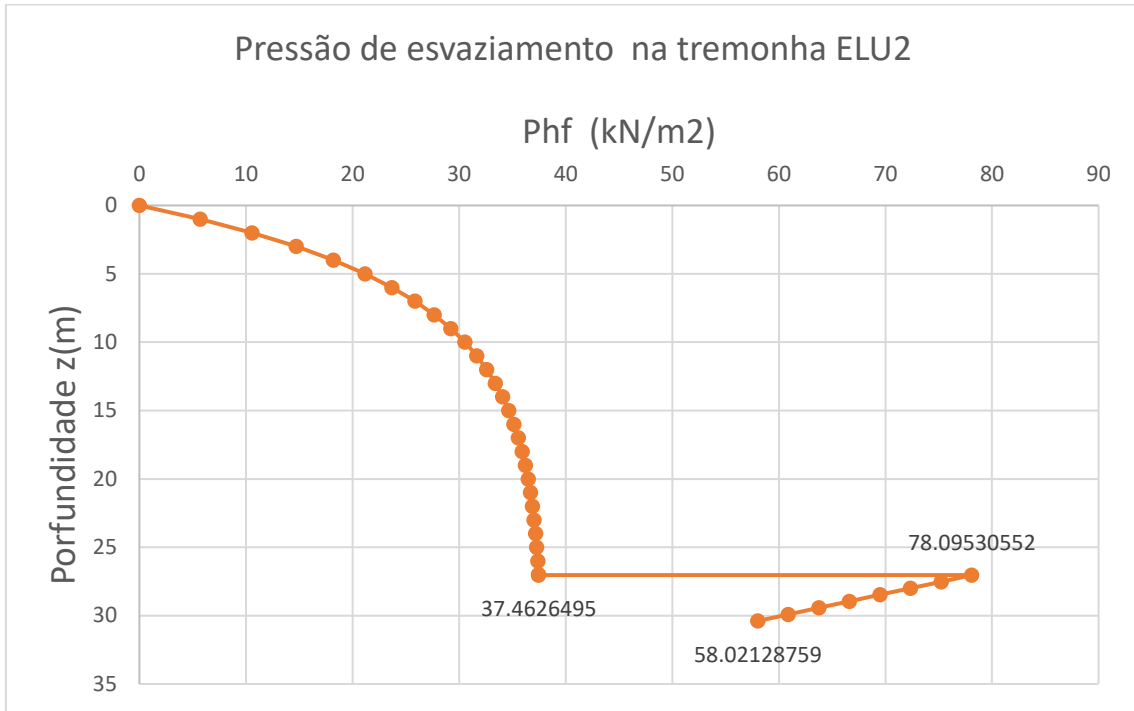
Pressões na parede vertical e na tremonha durante o enchimento:



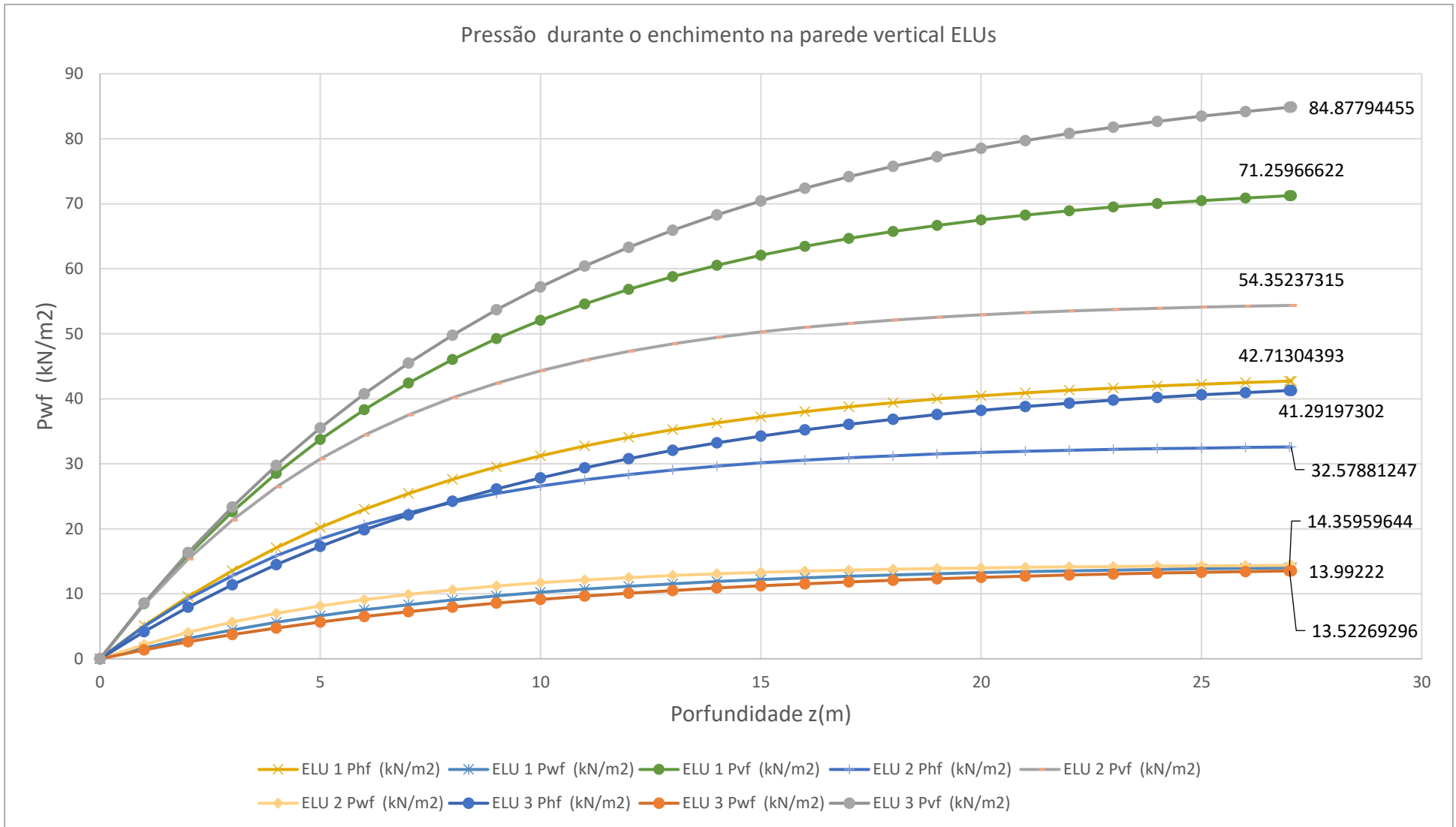


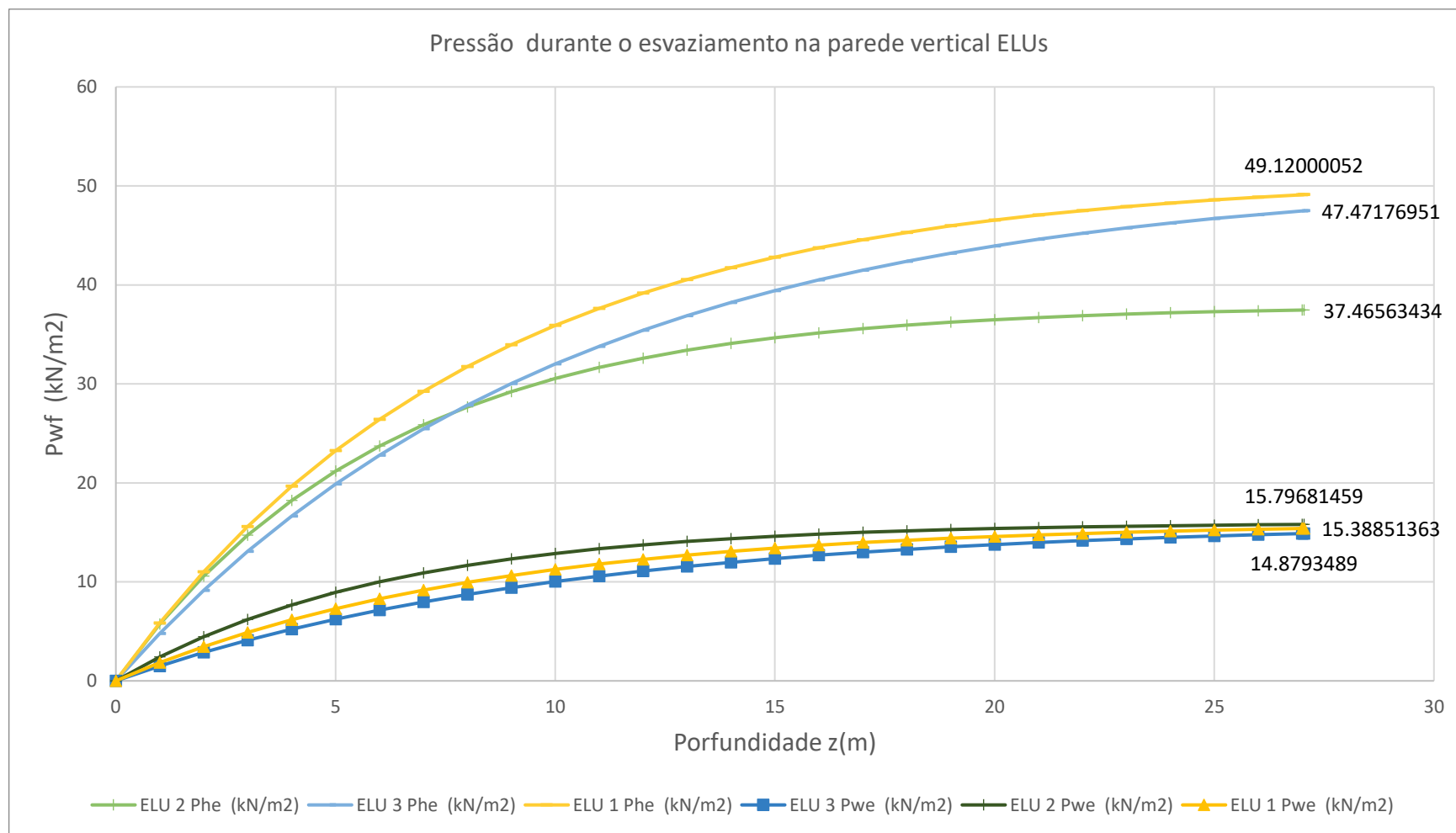
Pressões na parede vertical e na tremonha durante o esvaziamento:





Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança





Anexo C

Tabelas referente ao EC2 que auxiliam no correto dimensionamento de estruturas feitas em betão armado. Contam também as tabelas que se referem as classes de exposição da estrutura, características, resistência e deformação do betão, recobrimento previsto por normas de acordo com a classe de exposição presente.

Tabela 47: Característica de resistência e deformação do betão

Quadro 3.1 – Características de resistência e de deformação do betão

Classes de resistência do betão														Expressão analítica /Comentários	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,20 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ quantilho de 5 %
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{t1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\epsilon_{t1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,2} \leq 2,8$
ϵ_{cs1} (‰)	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs1}(\text{‰}) = 2,8 + 2,7[(98 - f_{cm}/100)]^4$	
ϵ_{c2} (‰)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,5}$	
ϵ_{cs2} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs2}(\text{‰}) = 2,6 + 3,5[(90 - f_{ck}/100)]^4$	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}/100)]^4$	
ϵ_{c3} (‰)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{cs3} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs3}(\text{‰}) = 2,6 + 3,5[(90 - f_{ck}/100)]^4$	

Fonte: Quadro 3.1 do EC2 NP EN 1992-1-1: 2010

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 48: Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno

Fonte: NP EN 1992-1-1: 2010

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 49: Classificação estrutural recomendada

Classe Estrutural							
Critério	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes	Aumentar 2 classes
Classe de Resistência ¹⁾²⁾	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C30/37$ Reduzir 1 classe	$\geq C35/45$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ Reduzir 1 classe	$\geq C45/55$ Reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afectada pelo processo construtivo)	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe
Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe	Reduzir 1 classe

Fonte: NP EN 1992-1-1: 2010

Tabela 50: Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com EN 10080

Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Fonte: NP EN 1992-1-1: 2010

Tabela 51: Valores recomendados de w_{max} (mm);

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

Fonte: Quadro (7.1N) NP EN 1992-1-1: 2010

Análise de Ações para Silos de Betão Armado; Caso Prático Silos de Bragança

Tabela 52: Diâmetros máximos dos varões ϕ_s^* para controlo da fendilhação (7.2N)

Tensão no aço ²⁾ [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Fonte: NP EN 1992-1-1: 2010

Tabela 53: Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação (7.3N)

Tensão no aço ²⁾ [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Fonte: NP EN 1992-1-1: 2010