



Curso Online

PROJETO DE EDIFICOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Prof. Esp. Rangel Costa Lage

www.efct-cursos.com.br

AULA 05

AÇÕES HORIZONTAIS

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

As paredes são os elementos de **contraventamento** quando se trata de alvenaria estrutural.

São elas que resistem aos esforços horizontais e devem ser verificadas adequadamente quanto à estabilidade global da estrutura.

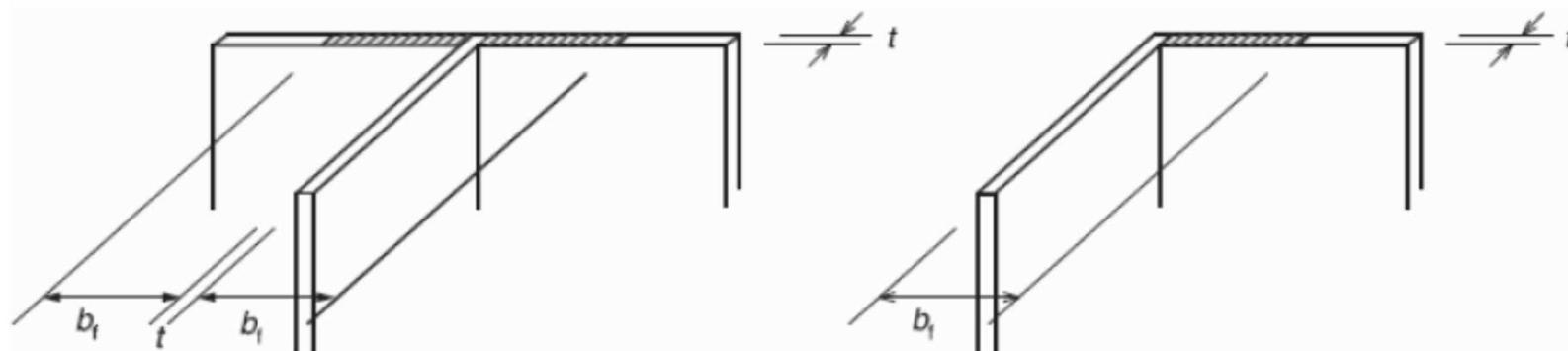
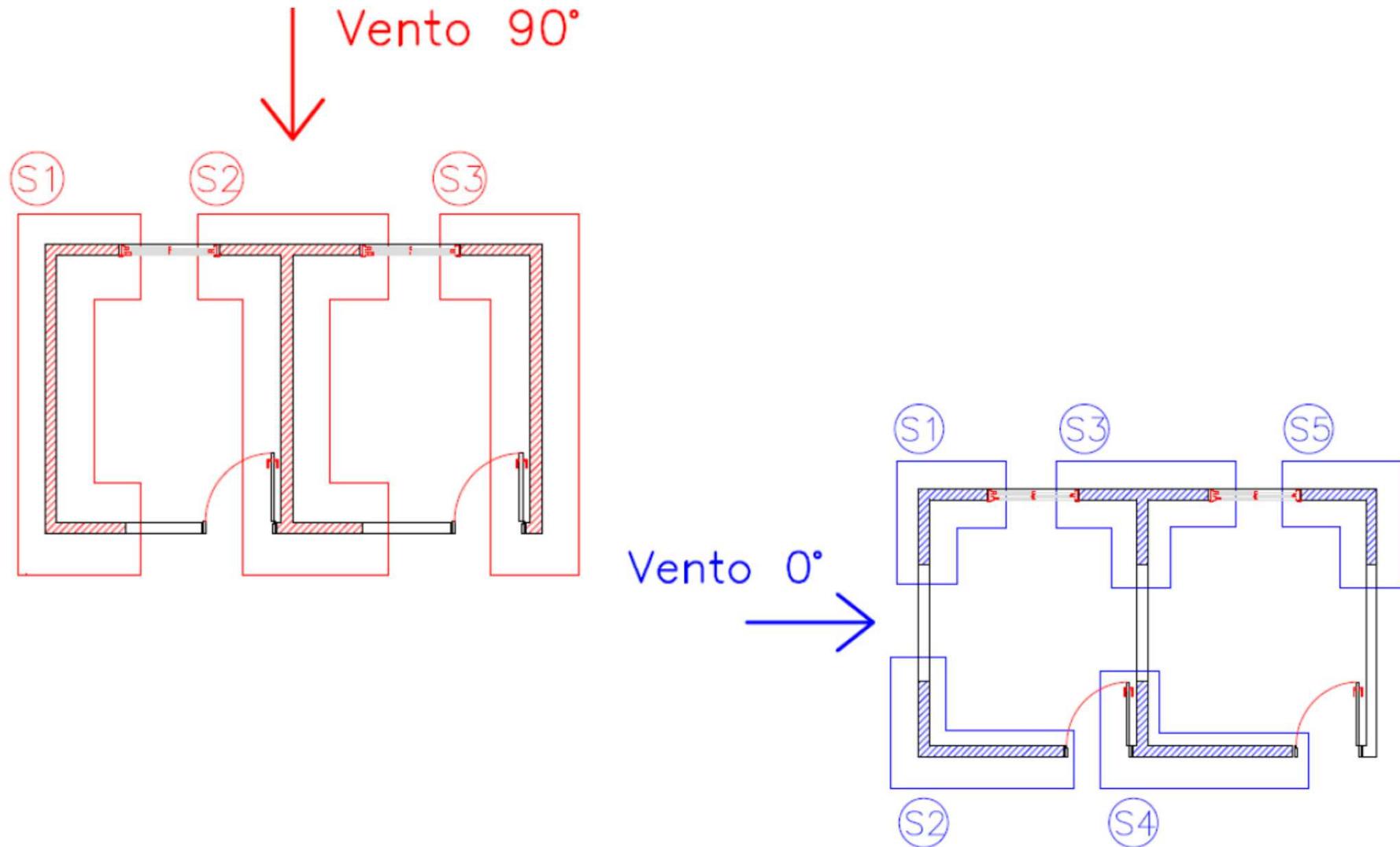


Figura 4.3.1 - Limite do comprimento da flange segundo a NBR15961-1.

$$b_t \leq 6 \times t.$$

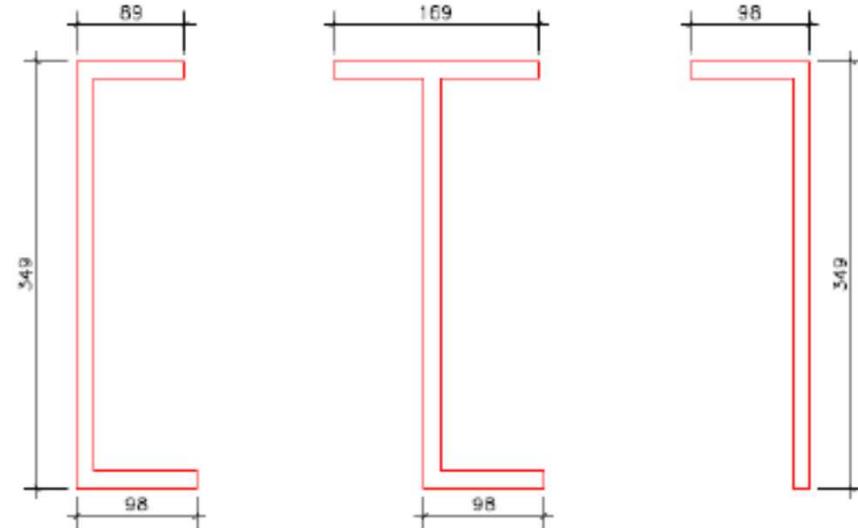
AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

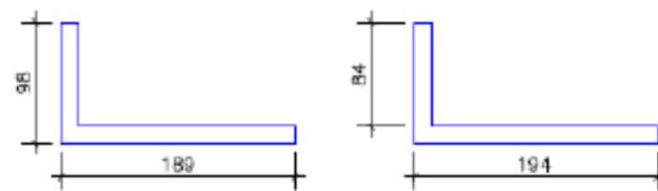
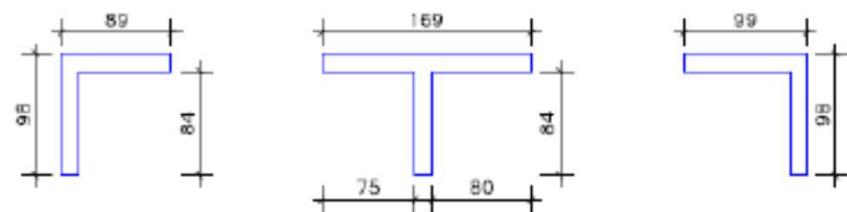


AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES



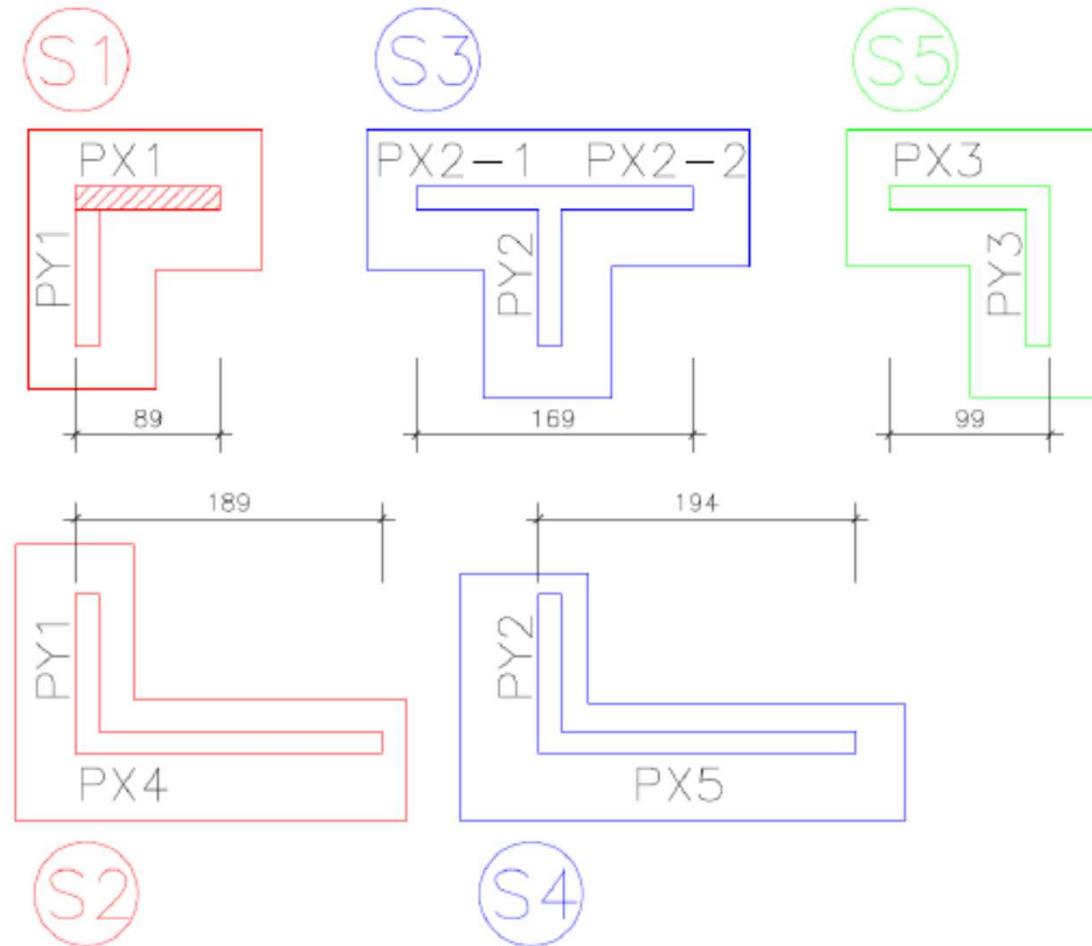
Ventos 90° e 270°



Vento 0° e 180°

AÇÕES HORIZONTAIS

CISALHAMENTO



AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Para encontrar a **parcela** que cada sub-estrutura resiste da **força horizontal** e como se dá a distribuição de tensões, é necessário a obtenção das seguintes propriedades **geométricas** da seção:

- Posição do centro de gravidade (onde passa a linha neutra);
- Distâncias do C.G à borda de maior tração e maior compressão;
- Momentos de inércia para as direções do vento.

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

I. Subestrutura "S1" para o vento incidindo à 90º.

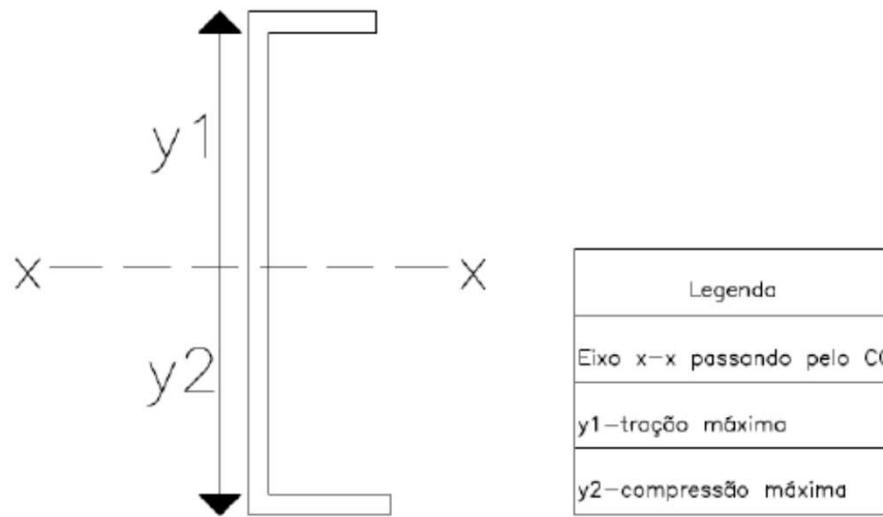


Figura 4.3.4 - Subestrutura "S1": caso de vento 90º.

a) Coordenada y do centro de gravidade da sub-estrutura:

$$y_{cg} = \sum_i \frac{\text{Área}_i \times y_{cg,i}}{\text{Área}_{total}}$$

$$y_{cg} = \frac{(98 \times 14 \times 7) + (321 \times 14 \times 174,5) + (89 \times 14 \times 342)}{(98 \times 14) + (321 \times 14) + (89 \times 14)}$$

$$y_{cg} = 171,532 \text{ cm}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

b) Distâncias de tração y_1 e compressão y_2 :

$$y_1 = 349 \text{ cm} - y_{cg} = 177,468 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_{cg} = 171,532 \text{ cm}$$

c) Momento de inércia em relação ao eixo x-x passando pelo centro de gravidade:

$$\begin{aligned} I_{xx} &= \sum_i \left[\frac{b_i \times h_i^3}{12} + \text{Área}_i \times (y_i - y_{cg})^2 \right] \\ I_{xx} &= \left[\frac{98 \times 14^3}{12} + 98 \times 14 \times (7 - 171,532)^2 \right] \\ &\quad + \left[\frac{14 \times 321^3}{12} + 14 \times 321 \times (174,5 - 171,532)^2 \right] \\ &\quad + \left[\frac{89 \times 14^3}{12} + 89 \times 14 \times (342 - 171,532)^2 \right] \end{aligned}$$

$$I_{xx} = 112020248 \text{ cm}^4 \cong 1,1202 \text{ m}^4$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

II. Subestrutura "S2" para o vento incidindo à 0º.

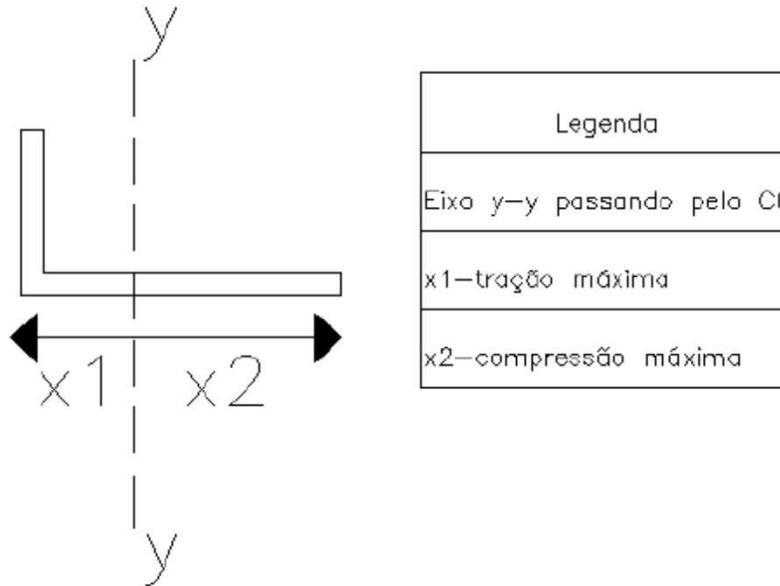


Figura 4.3.5 - Subestrutura "S2": caso de vento 0º.

a) Coordenada x do centro de gravidade da subestrutura:

$$x_{cg} = \sum_i \frac{\text{Área}_i \times x_{cgi}}{\text{Área}_{total}}$$

$$x_{cg} = \frac{(189 \times 14 \times 94,5) + (84 \times 14 \times 7)}{(189 \times 14) + (84 \times 14)}$$

$$x_{cg} = 67,577 \text{ cm}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

b) Distâncias de tração x_1 e compressão x_2 :

$$x_1 = 189 \text{ cm} - x_{cg} = 121,423 \text{ cm}$$

$$x_2 = x_{cg} = 67,577 \text{ cm}$$

c) Momento de inércia em relação ao eixo y-y passando pelo centro de gravidade:

$$I_{yy} = \sum_i \left[\frac{b_i \times h_i^3}{12} + \text{Área}_i \times (x_i - x_{cg})^2 \right]$$

$$I_{yy} = \left[\frac{84 \times 14^3}{12} + 84 \times 14 \times (7 - 67,577)^2 \right]$$

$$+ \left[\frac{14 \times 189^3}{12} + 14 \times 189 \times (94,5 - 67,577)^2 \right]$$

$$I_{yy} = 14129054 \text{ cm}^4 \cong 0,1413 \text{ m}^4$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.3.1 - Característica geométrica das sub-estruturas para o caso de vento 0°.

Grupo	Sub-estruturas	Paredes	I_{yi} (m ⁴)	$R=I_{yi}/\Sigma(I_{yi})$	x_1 (m) tração	x_2 (m) compressão
1	S1	PX1 e PY1	0,0169	0,0434	0,263	0,627
	S2	PX4 e PY1	0,1413	0,3627	0,676	1,214
2	S3	PX2 e PY2	0,0566	0,1452	0,837	0,853
	S4	PX5 e PY2	0,1518	0,3897	0,698	1,242
3	S5	PX3 e PY3	0,0230	0,0590	0,690	0,300
SOMA			0,3896	1,000		

Tabela 4.3.2 - Característica geométrica das sub-estruturas para o caso de vento 90°.

Grupo	Sub-estruturas	Paredes	I_{xi} (m ⁴)	$R=I_{xi}/\Sigma(I_{xi})$	y_1 (m) tração	y_2 (m) compressão
1	S1	PX1, PX4 e PY1	1,1202	0,3358	1,775	1,715
2	S2	PX2, PX5 e PY2	1,4260	0,4275	1,559	1,931
3	S3	PX3 e PY3	0,7897	0,2367	1,443	2,047
SOMA			3,3360	1,000		

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTOS FLETORES NAS CERCAS DE SUB-ESTRUTURA

A força horizontal que age na lateral do prédio se distribuí entre as cercas de subestruturas através de uma razão de inércias "R_i", representada na Tabela 4.3.1 e Tabela 4.3.2, e que pode ser interpretada como a porcentagem da força horizontal resistida pela sub-estrutura.

$$R_i = \frac{I_j i}{\sum_i I_j i}$$

j: é a direção do vento analisado;

i: é a subestrutura resistente.

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTOS FLETORES NAS CERCAS DE SUB-ESTRUTURA

A carga de horizontal característica F_{pk} , de vento ou desaprumo, que age em uma subestrutura num dado pavimento é calculado a partir da seguinte expressão:

$$F_{pk} = R_i \cdot F_h(z)$$

$F_h(z)$: é a força horizontal característica que age no nível do pavimento;

z : é a cota do pavimento;

R_i : é a porcentagem de esforço horizontal absorvido pela sub-estrutura i .

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTOS FLETORES NAS CERCAS DE SUB-ESTRUTURA

Conhecida a carga horizontal que age na sub-estrutura e sua respectiva cota, determinar o momento fletor que atua no térreo ou em qualquer outro pavimento se torna uma tarefa simples. O momento fletor num dado andar do edifício é resultado da soma das cargas horizontais multiplicadas pelos respectivos braços de alavanca dos andares logo acima.

$$M_{k,i} = \sum_{pav.} (F_{pk,i,pav.} \times Z_{pav})$$

$M_{k,i}$: momento característico da sub-estrutura i no pavimento térreo;

$F_{pk,i,pav.}$: força horizontal característica que age sub-estrutura i do pavimento;

$Z_{pav.}$: cota do pavimento.

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTO FLETOR PROVOCADOS PELO VENTO

I. Subestrutura S2 - Caso de vento à 0º

Cálculo da rigidez da subestrutura

$$R_{S2} = \frac{I_{S2}}{\sum_{i=0}^{i=5} I_{Si}}$$

$$R_{S2} = \frac{0,1413}{0,3896} = 0,3627$$

Cálculo do momento fletor

$$M_{base,k} = \sum_{j=0}^{j=4} M_{j,k}$$

onde:

j : é o número do pavimento.

$$M_{base,k} = 24057 + 34067 + 20942 + 9116 + 0,0 = 88182 \text{ Nm} = 88,18 \text{ kNm}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.1.1 - Ação do vento na subestrutura S2.

<i>Força de vento característica no andar F_v</i> <i>(ver Tabela 4.2.1)</i>	<i>Força de vento característica na subestrutura S2</i> $F_{pk}(z) = R_i \cdot F_v(z)$	<i>Momento fletor.</i> $M_{j,k}(z) = F_{pk}(z) \cdot z$
$F_v(11,60 \text{ m}) = 5717,8 \text{ N}$	$F_{pk}(11,60 \text{ m}) = 2073,8 \text{ N}$	$M_{4,k}(11,6) = 24057 \text{ Nm}$
$F_v(8,70 \text{ m}) = 10796,1 \text{ N}$	$F_{pk}(8,70 \text{ m}) = 3915,7 \text{ N}$	$M_{3,k}(8,70) = 34067 \text{ Nm}$
$F_v(5,80 \text{ m}) = 9955,2 \text{ N}$	$F_{pk}(5,80 \text{ m}) = 3610,8 \text{ N}$	$M_{2,k}(5,80) = 20942 \text{ Nm}$
$F_v(2,90 \text{ m}) = 8666,5 \text{ N}$	$F_{pk}(2,90 \text{ m}) = 3143,3 \text{ N}$	$M_{1,k}(2,90) = 9116 \text{ Nm}$
$F_v(0,00 \text{ m}) = 0,00 \text{ N}$	$F_{pk}(0,00 \text{ m}) = 0,00 \text{ N}$	$M_{0,k}(0,00) = 0,00 \text{ Nm}$

Ri S2
Vento 0
= 0,3627

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

II. Subestrutura S1 - Caso de vento à 90º

Cálculo da rigidez da subestrutura

$$R_{S1} = \frac{I_{S1}}{\sum_{i=0}^{i=3} I_{Si}}$$

$$R_{S1} = \frac{1,1202}{3,3360} = 0,3358$$

Cálculo do momento fletor

$$M_{base,k} = \sum_{j=0}^{j=5} M_{j,k}$$

$$M_{base,k} = 51520 + 72959 + 44851 + 19522 = 188852 \text{ Nm} = 188,85 \text{ kNm}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.1.2 - Ação do vento na subestrutura S1.

<i>Força de vento característica no andar F_v</i> <i>(ver Tabela 4.2.2)</i>	<i>Força de vento característica na subestrutura S1</i> $F_{pk}(z) = R_i \cdot F_v(z)$	<i>Momento fletor</i> $M_{j,k}(z) = F_{pk}(z) \cdot z$
$F_v(11,60m)$ $= 13226,2 N$	$F_{pk}(11,60m) = 4441,4 N$	$M_{4,k}(11,6)$ $= 51520 Nm$
$F_v(8,70m) = 24973,4 N$	$F_{pk}(8,70m) = 8386,1 N$	$M_{3,k}(8,70)$ $= 72959 Nm$
$F_v(5,80m) = 23028,2 N$	$F_{pk}(5,80m) = 7732,9 N$	$M_{2,k}(5,80)$ $= 44851 Nm$
$F_v(2,90m) = 20047,2 N$	$F_{pk}(2,90m) = 6731,8 N$	$M_{1,k}(2,90)$ $= 19522 Nm$
$F_v(0,00m) = 0,00 N$	$F_{pk}(0,00m) = 0,00 N$	$M_{0,k}(0,00) = 0,00 Nm$

Ri S1
Vento 90
= 0,3358

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.1.3 - Solicitações devido ao vento 0º e 180º.

Andar	Carga de vento característica F_{pk} (N)					Cota Z (m)	Momento característico na base M_k				
	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3		Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3
	S1	S2	S3	S4	S5		S1	S2	S3	S4	S5
	PX1 e PY1	PX4 e PY1	PX2 e PY2	PX5 e PY2	PX3 e PY3		PX1 e PY1	PX4 e PY1	PX2 e PY2	PX5 e PY2	PX3 e PY3
cob	248,4	2073,7	830,0	2228,0	337,6	11,60	2,88	24,06	9,63	25,84	3,92
3º Pav	469,0	3915,6	1567,3	4206,8	637,5	8,70	4,08	34,07	13,64	36,60	5,55
2º Pav	432,5	3610,6	1445,2	3879,1	587,8	5,80	2,51	20,94	8,38	22,50	3,41
1º Pav	376,5	3143,2	1258,1	3377,0	511,7	2,90	1,09	9,12	3,65	9,79	1,48
Térreo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SOMA	1526,4	12743,0	5100,6	13690,9	2074,7	SOMA	10,56	88,18	35,29	94,74	14,36

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.1.4 - Solicitações devido ao vento 90º e 270º.

Andar	Carga de vento característica F_{pk} (N)			Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kNm)		
	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3		Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
	S1	S2	S3		S1	S2	S3
	PX1, PX4 e PY1	PX2, PX5 e PY2	PX3 e PY3		PX1, PX4 e PY1	PX2, PX5 e PY2	PX3 e PY3
cob	4441,3	5653,8	3131,1	11,60	51,52	65,58	36,32
3º Pav	8385,9	10675,4	5912,1	8,70	72,96	92,88	51,44
2º Pav	7732,7	9843,9	5451,6	5,80	44,85	57,09	31,62
1º Pav	6731,7	8569,6	4745,9	2,90	19,52	24,85	13,76
Térreo	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
SOMA	27291,6	34742,7	19240,7	SOMA	188,85	240,41	133,14

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTO FLETOR DEVIDO AO DESAPRUMO

I. Subestrutura S2 - Desaprumo na direção do vento à 0º

$$R_{S2} = \frac{I_{S2}}{\sum_{i=0}^{i=5} I_{Si}}$$

$$R_{S2} = \frac{0,1413}{0,3896} = 0,3627$$

$$M_{base,k} = \sum_{j=0}^{j=4} M_{j,k}$$

$$M_{base,k} = 2234,2 + 1675,6 + 1117,1 + 558,5 + 0,0 = 5585,4 \text{ Nm} = 5,585 \text{ kNm}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.2.1 - Ação de desaprumo na subestrutura S2.

<i>Força horizontal equivalente ao desaprumo no andar F_{des} (ver Tabela 4.1.1)</i>	<i>Força desaprumo característica na subestrutura S2</i>	<i>Momento fletor. M_k</i> $M_{j,k}(z) = F_{pk}(z) \cdot z$	Ri S2 Vento 0 = 0,3627
$F_{des}(11,60m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(11,60\text{ m}) = 192,6\text{ N}$	$M_{4,k}(11,6) = 2234,2\text{Nm}$	
$F_{des}(8,70m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(8,70\text{ m}) = 192,6\text{ N}$	$M_{3,k}(8,70) = 1675,6\text{Nm}$	
$F_{des}(5,80m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(5,80\text{ m}) = 192,6\text{ N}$	$M_{2,k}(5,80) = 1117,1\text{Nm}$	
$F_{des}(2,90m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(2,90\text{ m}) = 192,6\text{ N}$	$M_{1,k}(2,90) = 558,5\text{Nm}$	
$F_{des}(0,00m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(0,00\text{ m}) = 192,6\text{ N}$	$M_{0,k}(0,00) = 0,00\text{Nm}$	

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

FORÇA HORIZONTAL E MOMENTO FLETOR DEVIDO AO DESAPRUMO

II. Subestrutura S1 - Desaprumo na direcão do vento à 90º

$$R_{S1} = \frac{I_{S1}}{\sum_{i=0}^{i=3} I_{Si}}$$

$$R_{S1} = \frac{1,1202}{3,3360} = 0,3358$$

$$M_{base,k} = \sum_{j=0}^{j=5} M_{j,k}$$

$$M_{base,k} = 2068,3 + 1551,2 + 1034,1 + 517,1 = 5170,7 \text{ Nm} = \boxed{5,171 \text{ kNm}}$$

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.2.2 - Ação de desaprumo na subestrutura S1.

<i>Força horizontal equivalente ao desaprumo no andar F_{des} (ver Tabela 4.1.1)</i>	<i>Força de desaprumo característica na subestrutura $F_{pk}(z) = R_i \cdot F_v(z)$</i>	<i>Momento fletor. M_k</i> $M_{j,k}(z) = F_{pk}(z) \cdot z$
$F_{des}(11,60m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(11,60m) = 178,3\text{ N}$	$M_{4,k}(11,6) = 2068,3\text{ Nm}$
$F_{des}(8,70m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(8,70m) = 178,3\text{ N}$	$M_{3,k}(8,70) = 1551,2\text{ Nm}$
$F_{des}(5,80m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(5,80m) = 178,3\text{ N}$	$M_{2,k}(5,80) = 1034,1\text{ Nm}$
$F_{des}(2,90m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(2,90m) = 178,3\text{ N}$	$M_{1,k}(2,90) = 517,1\text{ Nm}$
$F_{des}(0,00m) = 0,531\text{ kN}$	$F_{pk}(0,00m) = 178,3\text{ N}$	$M_{0,k}(0,00) = 0,00\text{ Nm}$

Ri S1
Vento 90
= 0,3358

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.2.3 - Força equivalentes e momentos fletores devido desaprumo na direção do vento 0º e 180º.

Andar	Carga equivalente de desaprumo F_{des} (N)					Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kNm)				
	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3		Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3
	S1	S2	S3	S4	S5		S1	S2	S3	S4	S5
	PX1 e PY1	PX4 e PY1	PX2 e PY2	PX5 e PY2	PX3 e PY3		PX1 e PY1	PX4 e PY1	PX2 e PY2	PX5 e PY2	PX3 e PY3
cob.	23,1	192,6	77,1	206,9	31,4	11,60	0,27	2,23	0,89	2,40	0,36
3º Pav	23,1	192,6	77,1	206,9	31,4	8,70	0,20	1,68	0,67	1,80	0,27
2º Pav	23,1	192,6	77,1	206,9	31,4	5,80	0,13	1,12	0,45	1,20	0,18
1º Pav	23,1	192,6	77,1	206,9	31,4	2,90	0,07	0,56	0,22	0,60	0,09
Térreo	23,1	192,6	77,1	206,9	31,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SOMA	115,3	963,0	385,4	1034,6	156,8	SOMA	0,67	5,59	2,24	6,00	0,91

AÇÕES HORIZONTAIS

INÉRCIA RESISTENTE DOS GRUPOS DE PAREDES

Tabela 4.4.2.4 - Forças equivalentes e momentos fletores devido ao desaprumo na direção do vento 90º e 270º.

Andar	Carga equivalente de desaprumo F_{des} (N)			Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kNm)		
	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3		Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
	S1	S2	S3		S1	S2	S3
	PX1, PX4 e PY2	PX2, PX5 e PY2	PX3 e PY3		PX1, PX4 e PY2	PX2, PX5 e PY2	PX3 e PY3
cob	178,3	227,0	125,7	11,60	2,07	2,63	1,46
3º Pav	178,3	227,0	125,7	8,70	1,55	1,97	1,09
2º Pav	178,3	227,0	125,7	5,80	1,03	1,32	0,73
1º Pav	178,3	227,0	125,7	2,90	0,52	0,66	0,36
Térreo	178,3	227,0	125,7	0,00	0,00	0,00	0,00
SOMA	891,6	1135,0	628,6	SOMA	5,17	6,58	3,65

TENSÕES NORMAIS

TENSÕES NORMAIS

CONCEITO

Partindo do princípio da superposição de efeitos, é possível separar a solicitação da estrutura em dois casos: flexão simples e compressão simples.

Desta forma se torna fácil entender o comportamento da estrutura e realizar as combinações de Estado Limite Último, propostas pela ABNT NBR 15961-1.

Tais combinações de tensões precisam ser verificadas devendo permanecer abaixo do limite imposto pela resistência do bloco de alvenaria estrutural escolhido.

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

Os momentos fletores provocados pelo desaprumo e pela ação do vento provocam tensões normais perpendiculares à fiada de alvenaria, e que podem ser encontradas através da seguinte equação:

$$\sigma = \frac{M_k}{I} \times y$$

σ : tensão normal característica;

M_k : momento fletor característico;

I : momento de inércia da seção;

y : distância do ponto analisado em relação à linha neutra.

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES



VENTO

I. Subestrutura S1 - Caso de vento 90º

a) Dados da seção conforme a Tabela 4.3.2

Inércia: $I_{xx} = 1,1202 \text{ m}^4$

Braço de alavanca de tração: $y_1 = -1,775 \text{ m}$

Braço de alavanca de compressão: $y_2 = 1,715 \text{ m}$

b) Momento fletor característico

$M_k = 188,85 \text{ kNm}$ (ver Tabela 4.4.1.4 - Solicitações devido ao vento 90º e 270º).

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

VENTO

c) Tensões normais devido à flexão

$$\sigma = \frac{M_k}{I_{xx}} \times (y)$$

Tensão mínima:

$$\sigma_{min,k} = \frac{188,85}{1,1202} \times (-1,775) = -299,24 \frac{kN}{m^2} \cong -0,0299 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão máxima:

$$\sigma_{max,k} = \frac{188,85}{1,1202} \times 1,715 = 289,12 \frac{kN}{m^2} \cong 0,0289 \text{ kN/cm}^2$$

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

VENTO

II. Subestrutura S2 - Caso de vento 0º

a) Dados da seção conforme a Tabela 4.3.1

Inércia : $I_{yy} = 0,141 \text{ m}^4$

Braço de alavanca de tração : $x_1 = -0,676 \text{ m}$

Braço de alavanca de compressão : $x_2 = 1,214 \text{ m}$

b) Momento fletor solicitante

$M_k = 88,18 \text{ kNm}$ (ver Tabela 4.4.1.3 - Solicitações devido ao vento 0º e 180º.

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

VENTO

c) Tensões normais devido à flexão

$$\sigma = \frac{M_k}{I_{yy}} \times (x)$$

Tensão mínima:

$$\sigma_{min,k} = \frac{88,18}{0,141} \times (-0,676) = -422,76 \frac{kN}{m^2} \cong -0,04227 kN/cm^2$$

Tensão máxima:

$$\sigma_{máx,k} = \frac{88,18}{0,141} \times 1,214 = 759,22 \frac{kN}{m^2} \cong 0,0759 kN/cm^2$$

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

Tabela 5.1.1.1 - Tensão normal devido à flexão simples: caso de vento 0°.

Vento 0°							Tensões de flexão	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{YY} (m ⁴)	X_1 (m) tração	X_2 (m) compr.	M_k (kNm)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 e PY1	0,017	-0,263	0,627	10,56	-0,0164	0,0391
	S2	PX4 e PY1	0,141	-0,676	1,214	88,18	-0,0422	0,0758
2	S3	PX2 e PY2	0,057	-0,837	0,853	35,29	-0,0522	0,0533
	S4	PX5 e PY2	0,152	-0,698	1,242	94,74	-0,0436	0,0775
3	S5	PX3 e PY3	0,023	-0,690	0,300	14,36	-0,0431	0,0187

Tabela 5.1.1.2 - Tensão normal devido à flexão simples: caso de vento 180°.

Vento 180°							Tensões de flexão	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{YY} (m ⁴)	X_1 (m) tração	X_2 (m) compr.	M_k (kNm)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 e PY1	0,017	0,263	-0,627	10,56	-0,0391	0,0164
	S2	PX4 e PY1	0,141	0,676	-1,214	88,18	-0,0758	0,0422
2	S3	PX2 e PY2	0,057	0,837	-0,853	35,29	-0,0533	0,0522
	S4	PX5 e PY2	0,152	0,698	-1,242	94,74	-0,0775	0,0436
3	S5	PX3 e PY3	0,023	0,690	-0,300	14,36	-0,0187	0,0431

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

Tabela 5.1.1.3 - Tensão normal devido à flexão simples: caso de vento 90º.

Vento 90º							Tensões de flexão	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{xx} (m ⁴)	γ ₁ (m) tração	γ ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{v,mín,k} (kN/cm ²)	σ _{v,máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1, PX4 e PY1	1,120	-1,775	1,715	188,85	-0,0299	0,0289
2	S2	PX2, PX5 e PY2	1,426	-1,559	1,931	240,41	-0,0263	0,0326
3	S3	PX3 e PY3	0,790	-1,443	2,047	133,14	-0,0243	0,0345

Tabela 5.1.1.4 - Tensão normal devido à flexão simples: caso de vento 270º.

Vento 270º							Tensões de flexão	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{xx} (m ⁴)	γ ₁ (m) tração	γ ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{v,mín,k} (kN/cm ²)	σ _{v,máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1, PX4 e PY1	1,120	1,775	-1,715	188,85	-0,0289	0,0299
2	S2	PX2, PX5 e PY2	1,426	1,559	-1,931	240,41	-0,0326	0,0263
3	S3	PX3 e PY3	0,790	1,443	-2,047	133,14	-0,0345	0,0243

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

DESAPRUMO (A diferença está no valor da força horizontal considerada - Fdes)

I. Subestrutura S1 - Desaprumo na direção do vento à 90º

a) Dados da seção conforme a Tabela 4.3.2

Inércia: $I_{xx} = 1,1202 \text{ m}^4$

Comprimento de tração: $y_1 = -1,775 \text{ m}$

Comprimento de compressão: $y_2 = 1,715 \text{ m}$

b) Momento fletor característico

$M_k = 5,17 \text{ kNm}$ (ver Tabela 4.4.2.4 - Forças equivalentes e momentos fletores devido ao desaprumo na direção do vento 90º e 270º.

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

c) Tensões normais devido à flexão

$$\sigma = \frac{M_k}{I_{xx}} \times (y)$$

Tensão mínima:

$$\sigma_{min,k} = \frac{5,17}{1\,1202} \times (-1,775) = -8,192 \frac{kN}{m^2} \cong -0,0008 kN/cm^2$$

Tensão máxima:

$$\sigma_{max,k} = \frac{5,17}{1,1202} \times 1,715 = 7,915 \frac{kN}{m^2} \cong 0,0008 kN/cm^2$$

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

DESAPRUMO (A diferença está no valor da força horizontal considerada - Fdes)

II. Subestrutura S2 - Desaprumo na direção do vento à 0º

d) Dados da seção conforme a Tabela 4.3.1

$$\text{Inércia : } I_{yy} = 0,141 \text{ } m^4$$

$$\text{Comprimento de tração : } x_1 = -0,676 \text{ } m$$

$$\text{Comprimento de compressão : } x_2 = 1,214 \text{ } m$$

e) Momento fletor solicitante

$M_k = 5,59 \text{ kNm}$ (ver Tabela 4.4.2.3 - Força equivalentes e momentos fletores devido desaprumo na direção do vento 0º e 180º.

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

f) Tensões normais devido à flexão

$$\sigma = \frac{M_k}{I_{yy}} \times (x)$$

Tensão mínima:

$$\sigma_{mín,k} = \frac{5,59}{0,141} \times (-0,676) = -26,8 \frac{kN}{m^2} \cong -0,0027 kN/cm^2$$

Tensão máxima:

$$\sigma_{máx,k} = \frac{5,59}{0,141} \times 1,214 = 48,13 \frac{kN}{m^2} \cong 0,0048 kN/cm^2$$

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

Tabela 5.1.2.1 - Tensão normal devido ao desaprumo na direção do vento 0°.

Desaprumo direção 0°							Tensão flexão/desaprumo	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{yy} (m ⁴)	x ₁ (m) tração	x ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{min,k} (kN/cm ²)	σ _{máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1 e PY1	0,017	-0,263	0,627	0,67	-0,0010	0,0025
1	S2	PX4 e PY1	0,141	-0,676	1,214	5,59	-0,0027	0,0048
2	S3	PX2 e PY2	0,057	-0,837	0,853	2,24	-0,0033	0,0034
2	S4	PX5 e PY2	0,152	-0,698	1,242	6,00	-0,0028	0,0049
3	S5	PX3 e PY3	0,023	-0,690	0,300	0,91	-0,0027	0,0012

Tabela 5.1.2.2 - Tensão normal devido ao desaprumo na direção do vento 180°.

Desaprumo direção 180°							Tensão flexão/desaprumo	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{yy} (m ⁴)	x ₁ (m) tração	x ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{min,k} (kN/cm ²)	σ _{máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1 e PY1	0,017	0,263	-0,627	0,67	-0,0025	0,0010
1	S2	PX4 e PY1	0,141	0,676	-1,214	5,59	-0,0048	0,0027
2	S3	PX2 e PY2	0,057	0,837	-0,853	2,24	-0,0034	0,0033
2	S4	PX5 e PY2	0,152	0,698	-1,242	6,00	-0,0049	0,0028
3	S5	PX3 e PY3	0,023	0,690	-0,300	0,91	-0,0012	0,0027

TENSÕES NORMAIS

FLEXÃO SIMPLES

Tabela 5.1.2.3 - Tensão normal devido ao desaprumo na direção do vento 90º.

Desaprumo direção 90º							Tensão flexão/desaprumo	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{xx} (m ⁴)	Y ₁ (m) tração	Y ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{min,k} (kN/cm ²)	σ _{máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1, PX4 e PY2	1,120	-1,775	1,715	5,17	-0,0008	0,0008
2	S2	PX2, PX5 e PY2	1,426	-1,559	1,931	6,58	-0,0007	0,0009
3	S3	PX3 e PY3	0,790	-1,443	2,047	3,65	-0,0007	0,0009

Tabela 5.1.2.4 - Tensão normal devido ao desaprumo na direção do vento 270º.

Desaprumo direção 270º							Tensão flexão/desaprumo	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I _{xx} (m ⁴)	Y ₁ (m) tração	Y ₂ (m) compr.	M _k (kNm)	σ _{min,k} (kN/cm ²)	σ _{máx,k} (kN/cm ²)
1	S1	PX1, PX4 e PY2	1,120	1,775	-1,715	5,17	-0,0008	0,0008
2	S2	PX2, PX5 e PY2	1,426	1,559	-1,931	6,58	-0,0009	0,0007
3	S3	PX3 e PY3	0,790	1,443	-2,047	3,65	-0,0009	0,0007

DIMENSIONAMENTO

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÁXIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

A verificação quanto à compressão máxima é realizada através de **duas combinações**.

Uma delas admite a carga accidental da laje como sendo a ação principal accidental e o vento como ação secundária, na outra, a principal é proveniente da ação do vento e a accidental da laje torna-se secundária.

O limite de resistência característica da parede f_k é dado pelo **maior valor entre as duas combinações**.

$$\frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{accidental} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{vento} + \gamma_{fg} \cdot G_{des}}{1,5} \leq f_k / \gamma_m$$

$$\frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{accidental} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{vento} + \gamma_{fg} \cdot G_{des}}{1,5} \leq f_k / \gamma_m$$

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk};$$

$$\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,4;$$

$$\psi_0 = 0,5 \text{ (accidental da laje); } 0,6 \text{ (vento); } \gamma_m = 2,0.$$

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÁXIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

Substituindo os valores na equação:

$$\frac{0,7 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{1,4 \cdot Q_{máx,vento} + 1,4 \cdot G_{máx,des}}{1,5} \leq f_k/2,0$$

$$\frac{1,4 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{0,84 \cdot Q_{máx,vento} + 1,4 \cdot G_{máx,des}}{1,5} \leq f_k/2,0$$

Simplificando:

$$\frac{1,4 \cdot Q_{acidental} + 2,8 \cdot G}{R} + 1,867 \cdot Q_{máx,vento} + 1,867 \cdot G_{máx,des} \leq f_{k,1}$$

$$\frac{2,8 \cdot Q_{acidental} + 2,8 \cdot G}{R} + 1,12 \cdot Q_{máx,vento} + 1,867 \cdot G_{máx,des} \leq f_{k,2}$$

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÁXIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

Tabela 6.1.1 - Resumo das tensões atuantes na direção 0º.

Direção 0º			Tensões Permanentes (G)			Tensões Acidentais (Q)		
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	Normal	Desaprumo		Normal	Vento 0º	
			$\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,min,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,mín,k}$ (kN/cm²)
1	S1	PX1 e PY1	0,0301	0,0025	-0,0010	0,0041	0,0391	-0,0164
1	S2	PX4 e PY1	0,0301	0,0048	-0,0027	0,0041	0,0758	-0,0422
2	S3	PX2 e PY2	0,0410	0,0034	-0,0033	0,0092	0,0533	-0,0522
2	S4	PX5 e PY2	0,0410	0,0049	-0,0028	0,0092	0,0775	-0,0436
3	S5	PX3 e PY3	0,0320	0,0012	-0,0027	0,0049	0,0187	-0,0431

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÁXIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

- Sub-estrutura S1 - caso de vento 0°

$$\frac{1,4 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} + 1,867 \cdot 0,0391 + 1,867 \cdot 0,0025 \leq f_{k,1}$$

$$f_{k,1} = 0,181 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{2,8 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} + 1,12 \cdot 0,0391 + 1,867 \cdot 0,0025 \leq f_{k,2}$$

$$f_{k,2} = 0,158 \text{ kN/cm}^2$$

A resistência do prisma para a subestrutura é dada pela relação:

$$f_{pk} = \frac{f_k}{0,7} = 0,259 \text{ kN/cm}^2$$

A resistência mínima necessária ao bloco de alvenaria estrutural:

$$f_{bk} = \frac{f_{pk}}{0,8} = 0,324 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \approx 3,24 \text{ MPa}$$

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÍNIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

A tensão **mínima** provocada pela flexão da estrutura é calculada para se identificar a necessidade de **armar** um determinado trecho de parede. Essa necessidade decorre da solicitação de **tração** no trecho superar a **resistência à tração da argamassa**, devendo ser adicionadas barras verticais para combater este esforço.

Para obter a tensão mínima a ABNT NBR 15961-1 considera **90% da carga permanente** agindo no trecho de acordo com a seguinte expressão:

$$\gamma_{fq} \cdot Q_{min,vento} + \gamma_{fg}(G + G_{min,des}) \leq f_{tk}/\gamma_m$$

$$\gamma_{fg} = 0,9;$$

$$\gamma_{fq} = 1,4;$$

f_{tk} : resistência à tração na flexão (Tabela 6.2.1).

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÍNIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

Substituindo os coeficiente na expressão, temos:

$$1,4 \cdot Q_{vento} + 0,9 \cdot (G + G_{min,des}) \leq \sigma_{tk}/2,0$$

Ao utilizar a sub-estrutura S1 na direção 0⁰ como exemplo, obtém-se a tensão mínima abaixo, onde o sinal negativo no resultado representa ocorrência de tração.

$$1,4 \cdot 0,0164 + 0,9 \cdot (-0,0301 + 0,0010) \leq \sigma_{tk}/2,0$$

$$\sigma_{tk} \geq -0,0065 \text{ kN/cm}^2 = \boxed{-0,065 \text{ MPa}}$$

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÍNIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO

Se for empregada uma argamassa com resistência média à compressão na faixa de 3,5 a 7,0 MPa, a própria resistência da argamassa é capaz de resistir ao esforço de tração e não há necessidade de armadura transversal.

$$\sigma_{tk} \leq f_{tk}$$

$$0,065 \text{ MPa} \leq 0,20 \text{ MPa} \quad OK!!$$

Tabela 6.2.1 - Valores característicos da resistência à tração na flexão f_{tk} .

Direção da tração	Resistência média à compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4 ^a	3,5 a 7,0 ^b	Acima de 7,0 ^c
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA Valores relativos à área bruta

^a Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281.

^b Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281.

^c Classes P6, conforme ABNT NBR 13281.

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÍNIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO



Tabela 6.2.2 - Dimensionamento para a direção 0°.

Direção 0°			Tensões Permanentes (G)			Tensões Acidentais (Q)			Verificação			Dimensionamento à compressão			
			Normal	Desaprumo		Normal	Vento 0°		Compressão	Tração	Parede	Prisma	Bloco	Bloco adotado (MPa)	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	$\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,mín,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,mín,k}$ (kN/cm²)	$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 e PY1	0,0301	0,0025	-0,0010	0,0041	0,0391	-0,0164	0,181	0,158	0,0064	0,181	0,258	0,323	4,0
1	S2	PX4 e PY1	0,0301	0,0048	-0,0027	0,0041	0,0758	-0,0422	0,253	0,203	-0,0686	0,253	0,362	0,453	4,0
2	S3	PX2 e PY2	0,0410	0,0034	-0,0033	0,0092	0,0533	-0,0522	0,251	0,226	-0,0784	0,251	0,359	0,449	4,0
2	S4	PX5 e PY2	0,0410	0,0049	-0,0028	0,0092	0,0775	-0,0436	0,300	0,256	-0,0532	0,300	0,428	0,535	4,0
3	S5	PX3 e PY3	0,0320	0,0012	-0,0027	0,0049	0,0187	-0,0431	0,148	0,142	-0,0678	0,148	0,211	0,264	4,0

Tabela 6.2.3 - Dimensionamento para a direção 180°.

Direção 180°			Tensões Permanentes (G)			Tensões Acidentais (Q)			Verificação			Dimensionamento à compressão			
			Normal	Desaprumo		Normal	Vento 180°		Compressão	Tração	Parede	Prisma	Bloco	Bloco adotado (MPa)	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	$\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,mín,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,mín,k}$ (kN/cm²)	$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 e PY1	0,0301	0,0010	-0,0025	0,0041	0,0164	-0,0391	0,136	0,130	-0,0598	0,136	0,194	0,242	4,0
1	S2	PX4 e PY1	0,0301	0,0027	-0,0048	0,0041	0,0422	-0,0758	0,187	0,162	-0,1666	0,187	0,267	0,334	4,0
2	S3	PX2 e PY2	0,0410	0,0033	-0,0034	0,0092	0,0522	-0,0533	0,249	0,225	-0,0815	0,249	0,356	0,445	4,0
2	S4	PX5 e PY2	0,0410	0,0028	-0,0049	0,0092	0,0436	-0,0775	0,232	0,214	-0,1521	0,232	0,332	0,415	4,0
3	S5	PX3 e PY3	0,0320	0,0027	-0,0012	0,0049	0,0431	-0,0187	0,196	0,172	0,0031	0,196	0,280	0,350	4,0

DIMENSIONAMENTO

TENSÃO MÍNIMA DEVIDO À FLEXO-COMPRESSÃO



Tabela 6.2.4 - Dimensionamento para a direção 90°.

Direção 90°			Tensões Permanentes (G)			Tensões Acidentais (Q)			Verificação			Dimensionamento à compressão			
			Normal	Desaprumo		Normal	Vento 90°		Compressão		Tração	Parede	Prisma	Bloco	Bloco adotado
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	$\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,mín,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,mín,k}$ (kN/cm²)	$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	(MPa)
1	S1	PX1, PX4 e PY1	0,0301	0,0008	-0,0008	0,0041	0,0289	-0,0299	0,159	0,144	-0,0310	0,159	0,226	0,283	4,0
2	S2	PX2, PX5 e PY2	0,0410	0,0009	-0,0007	0,0092	0,0326	-0,0263	0,208	0,199	-0,0011	0,208	0,297	0,372	4,0
3	S3	PX3 e PY3	0,0320	0,0009	-0,0007	0,0049	0,0345	-0,0243	0,177	0,159	-0,0116	0,177	0,252	0,315	4,0

Tabela 6.2.5 - Dimensionamento para a direção 270°.

Direção 270°			Tensões Permanentes (G)			Tensões Acidentais (Q)			Verificação			Dimensionamento à compressão			
			Normal	Desaprumo		Normal	Vento 270°		Compressão		Tração	Parede	Prisma	Bloco	Bloco adotado
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	$\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{des,mín,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,máx,k}$ (kN/cm²)	$\sigma_{v,mín,k}$ (kN/cm²)	$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	(MPa)
1	S1	PX1, PX4 e PY1	0,0301	0,0008	-0,0008	0,0041	0,0299	-0,0289	0,160	0,145	-0,0281	0,160	0,229	0,286	4,0
2	S2	PX2, PX5 e PY2	0,0410	0,0007	-0,0009	0,0092	0,0263	-0,0326	0,196	0,191	-0,0190	0,196	0,280	0,350	4,0
3	S3	PX3 e PY3	0,0320	0,0007	-0,0009	0,0049	0,0243	-0,0345	0,157	0,147	-0,0407	0,157	0,224	0,281	4,0

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

A **maioria das sub-estruturas apresentada na Tabela 6.2.2 à Tabela 6.2.5 requerem blocos com resistência f_{bk} menor que 4,0 MPa.**

Por este motivo, optou-se por utilizar blocos de resistência 4,0 MPa e grauteia-se os pontos onde este valor é excedido.

O máximo valor de compressão, onde f_{bk} é igual a **5,35 MPa**, ocorre na sub-estrutura **S4 para o caso de vento 0°**.

- **Sub-estrutura S2 - Caso de vento 0°**

- a) Tensão limite do prisma

$$f_{pk,lim} = 0,8 \times f_{bk}$$

$$f_{pk,lim} = 0,8 \times 0,4 = 0,32 \text{ kN/cm}^2$$

No trecho onde a tensão do prisma exceder **0,32 kN/cm²** deve ser adicionado graute com a finalidade de aumentar a resistência a compressão.

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

O valor das tensões que agem na sub-estrutura é obtido através das **duas combinações de tensão máxima devido à flexo-compressão**, apresentadas no item 6.1.

Para cada uma das combinações se elabora um **diagrama de distribuição das tensões** conforme ilustrado na Figura 6.3.1.

$$\text{i. } \frac{0,7 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{1,4 \cdot Q_{máx,vento} + 1,4 \cdot G_{máx,des}}{1,5} \leq f_{k,1}/2,0 \quad f_k = 0,7 \times f_{pk}$$

$$\text{ii. } \frac{1,4 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{0,84 \cdot Q_{máx,vento} + 1,4 \cdot G_{máx,des}}{1,5} \leq f_{k,2}/2,0$$

Simplificando,

$$\text{i. } \frac{1,4 \cdot Q_{acidental} + 2,8 \cdot G}{R} + 1,867 \cdot Q_{máx,vento} + 1,867 \cdot G_{máx,des} \leq 0,7 \cdot f_{pk,1}$$

$$\text{ii. } \frac{2,8 \cdot Q_{acidental} + 2,8 \cdot G}{R} + 1,12 \cdot Q_{máx,vento} + 1,867 \cdot G_{máx,des} \leq 0,7 \cdot f_{pk,2}$$

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

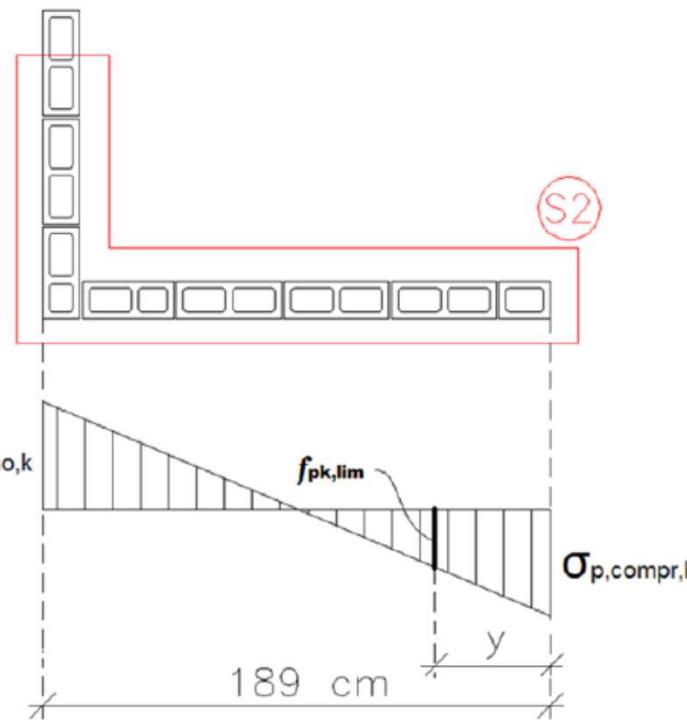


Figura 6.3.1 - Modelo suposto de tensões atuantes na sub-estrutura: caso de vento 0º.

$\sigma_{p,tração,k}$	$\sigma_{p,compr,k}$
Permanente $\sigma_{N,perm,k} = 0,0301 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{des,min,k} = -0,0027 \frac{kN}{cm^2}$	Acidental $\sigma_{v,min,k} = -0,0422 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{N,acid,k} = 0,0041 \frac{kN}{cm^2}$
Permanente $\sigma_{N,perm,k} = 0,0301 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{des,max,k} = 0,0048 \frac{kN}{cm^2}$	Acidental $\sigma_{v,máx,k} = 0,0758 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{N,acid,k} = 0,0041 \frac{kN}{cm^2}$

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Combinação i.

$\sigma_{p,tração,k}$:

$$\frac{1,4 \cdot \sigma_{N,acid,k} + 2,8 \cdot \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,867 \cdot \sigma_{v,min,k} + 1,867 \cdot \sigma_{des,min,k} \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,tração,k1}$$

$$\frac{1,4 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} - 1,867 \cdot 0,0422 - 1,867 \cdot 0,0027 \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,tração,k1}$$

$$\sigma_{p,tração,k1} = 0,027 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{p,compr,k}$:

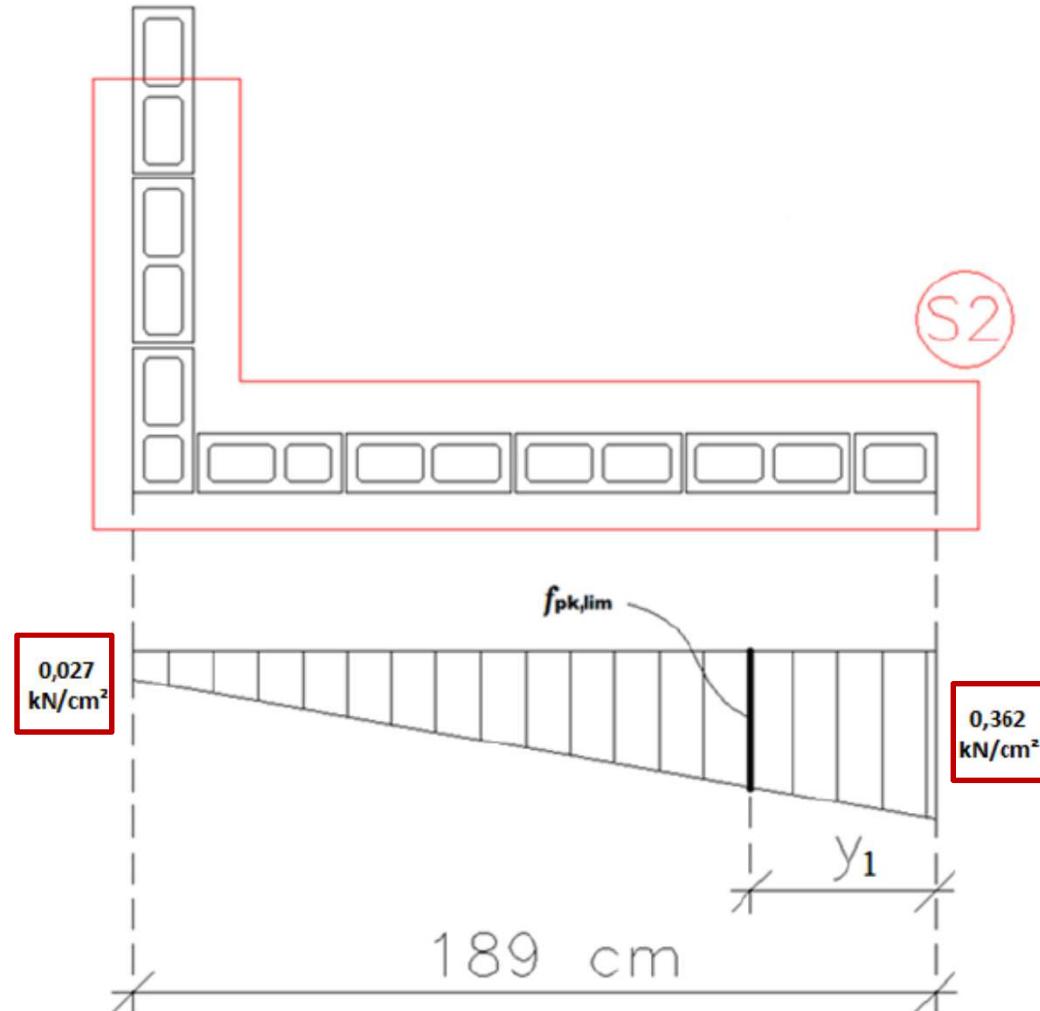
$$\frac{1,4 \cdot \sigma_{N,acid,k} + 2,8 \cdot \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,867 \cdot \sigma_{v,min,k} + 1,867 \cdot \sigma_{des,min,k} \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,compr,k1}$$

$$\frac{1,4 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} + 1,867 \cdot 0,0758 + 1,867 \cdot 0,0048 \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,compr,k1}$$

$$\sigma_{p,compr,k1} = 0,362 \text{ kN/cm}^2$$

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA



Trecho grauteado y_1 :

$$\frac{(0,362 - 0,027)}{189} = \frac{(f_{pk,lim} - 0,027)}{189 - y_1}$$

$$\frac{(0,362 - 0,027)}{189} = \frac{(0,32 - 0,027)}{189 - y_1}$$

$$y_1 = 23,7 \text{ cm}$$

Figura 6.3.2 - Diagrama de tensões proveniente da combinação i.

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Combinacão ii.

$\sigma_{p,tração,k}$:

$$\frac{2,8 \cdot \sigma_{N,acid,k} + 2,8 \cdot \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,12 \cdot \sigma_{v,min,k} + 1,867 \cdot \sigma_{des,min,k} \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,tração,k2}$$

$$\frac{2,8 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} - 1,12 \cdot 0,0422 - 1,867 \cdot 0,0027 \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,tração,k2}$$

$$\sigma_{p,tração,k2} = 0,082 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{p,compr,k}$:

$$\frac{2,8 \cdot \sigma_{N,acid,k} + 2,8 \cdot \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,12 \cdot \sigma_{v,min,k} + 1,867 \cdot \sigma_{des,min,k} \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,compr,k2}$$

$$\frac{2,8 \cdot 0,0041 + 2,8 \cdot 0,0301}{0,875} + 1,12 \cdot 0,0758 + 1,867 \cdot 0,0048 \leq 0,7 \cdot \sigma_{p,compr,k2}$$

$$\sigma_{p,compr,k2} = 0,290 \text{ kN/cm}^2$$

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Trecho grauteado y_2 :

$$\frac{(0,290 - 0,082)}{189} = \frac{(f_{pk,lim} - 0,082)}{189 - y_1}$$

$$\frac{(0,290 - 0,082)}{189} = \frac{(0,32 - 0,082)}{189 - y_1}$$

$$y_2 = \boxed{-27\text{ cm}}$$

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Como a **combinação i** é a única que resulta em tensão superior ao limite do prisma:

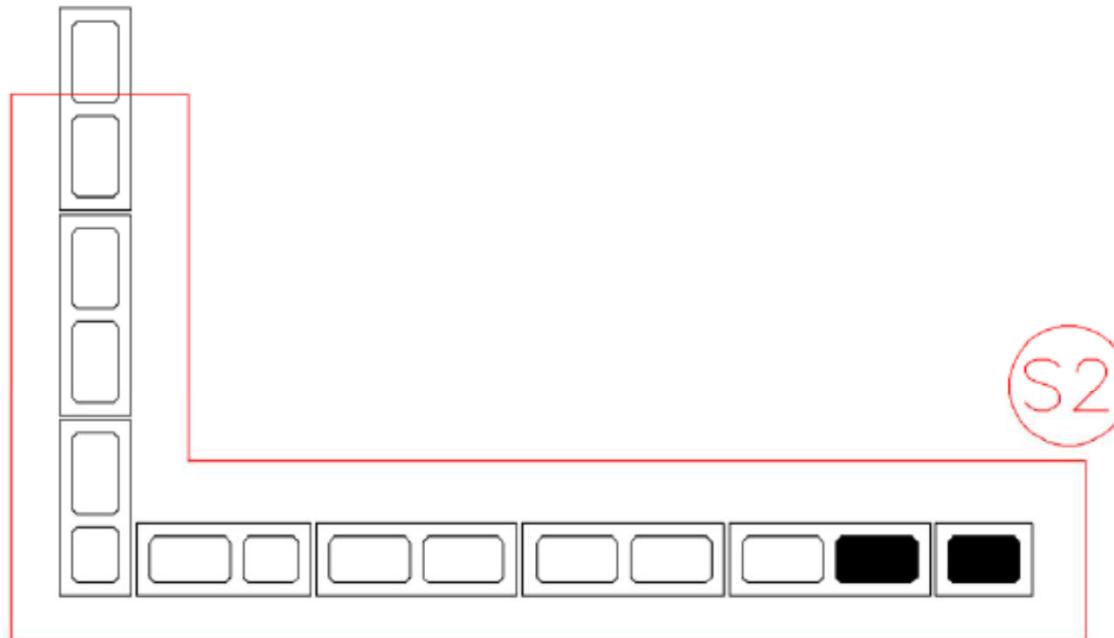


Figura 6.3.3 - Pontos necessários de graute devido à compressão máxima: caso de vento 0º.

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Tabela 6.3.1 - Comprimento do trecho grauteado: caso de vento 0º.

Direção 0º			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Grupo	Sub-estrutur	Paredes		mínima	máxima	Graute	mínima	máxima	Graute	
1	S1	PX1 e PY1	89	0,101	0,258	-34,9	0,128	0,226	-85,2	0,0
1	S2	PX4 e PY1	189	0,028	0,362	23,8	0,082	0,291	-26,5	23,8
2	S3	PX2 e PY2	169	0,060	0,359	22,1	0,137	0,323	3,0	22,1
2	S4	PX5 e PY2	204	0,085	0,428	64,1	0,152	0,366	44,0	64,1
3	S5	PX3 e PY3	99	0,036	0,211	-61,7	0,093	0,202	-106,7	0,0

Tabela 6.3.2 - Comprimento do trecho grauteado: caso de vento 180º.

Direção 180º			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Grupo	Sub-estrutur	Paredes		mínima	máxima	Graute	mínima	máxima	Graute	
1	S1	PX1 e PY1	89	0,036	0,194	-71,3	0,087	0,186	-121,7	0,0
1	S2	PX4 e PY1	189	-0,068	0,267	-30,1	0,023	0,231	-80,4	0,0
2	S3	PX2 e PY2	169	0,057	0,356	20,5	0,135	0,321	1,4	20,5
2	S4	PX5 e PY2	204	-0,012	0,332	7,0	0,092	0,306	-13,2	7,0
3	S5	PX3 e PY3	99	0,105	0,280	-22,7	0,136	0,245	-67,7	0,0

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Tabela 6.3.3 - Comprimento do trecho grauteado: caso de vento 90º.

Direção 90º			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Grupo	Sub-estrutura	Paredes		mínima	máxima	Graute	mínima	máxima	Graute	
1	S1	PX1, PX4 e PY1	349	0,065	0,226	-202,5	0,107	0,205	-407,6	0,0
2	S2	PX2, PX5 e PY2	349	0,136	0,297	-49,0	0,185	0,284	-129,1	0,0
3	S3	PX3 e PY3	349	0,091	0,252	-146,5	0,128	0,227	-330,4	0,0

Tabela 6.3.4 - Comprimento do trecho grauteado: caso de vento 270º.

Direção 270º			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Grupo	Sub-estrutura	Paredes		mínima	máxima	Graute	mínima	máxima	Graute	
1	S1	PX1, PX4 e PY1	349	0,068	0,229	-196,6	0,108	0,207	-401,6	0,0
2	S2	PX2, PX5 e PY2	349	0,119	0,280	-86,2	0,175	0,273	-166,3	0,0
3	S3	PX3 e PY3	349	0,063	0,224	-207,0	0,111	0,210	-390,8	0,0

DIMENSIONAMENTO

PONTOS DE GRAUTEAMENTO NA ALVENARIA

Percebe-se neste edifício que o graute construtivo nos cantos de paredes, e aberturas de portas e janelas, são suficientes para resistir às tensões máximas de compressão, exceto nos trechos de parede **PX4** e **PX5** das subestruturas **S2** e **S4** respectivamente.

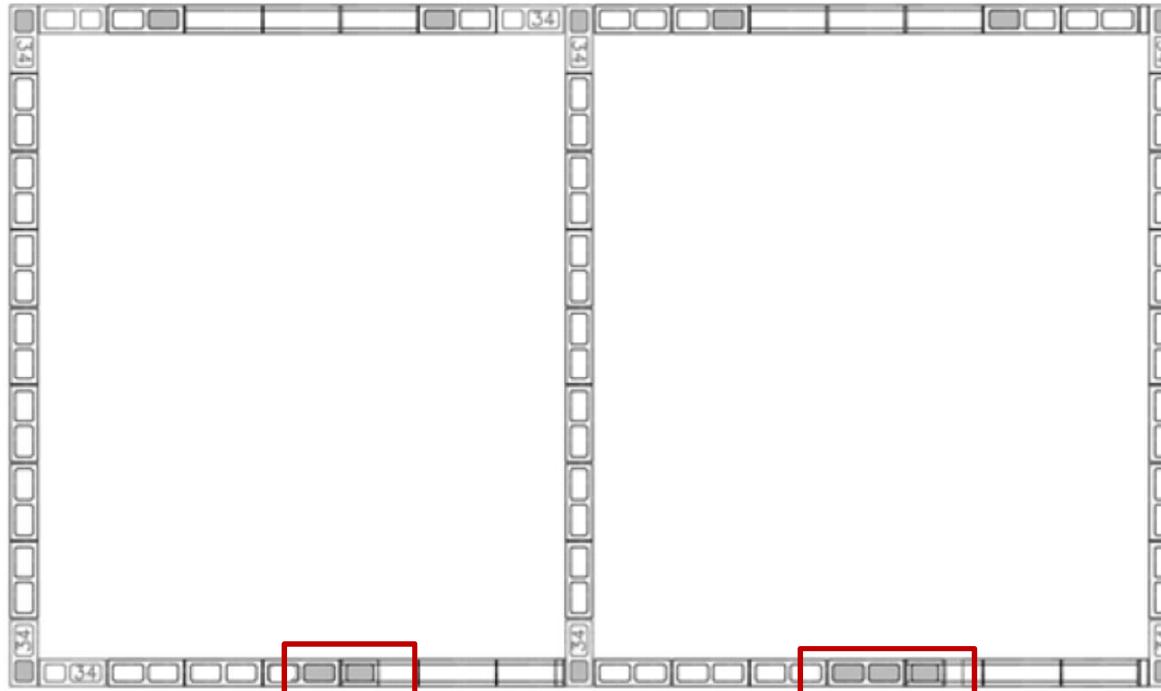


Figura 6.3.4 - Pontos de graute devido à compressão máxima.

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

Em algumas sub-estruturas podem ocorrer tensões de tração superiores ao resistido pela argamassa e, portanto, há necessidade de **acrescentar armadura vertical para combate à tração.**

No projeto de elementos com alvenaria armada submetidos a tensões normais admitem-se as seguintes **hipóteses:**

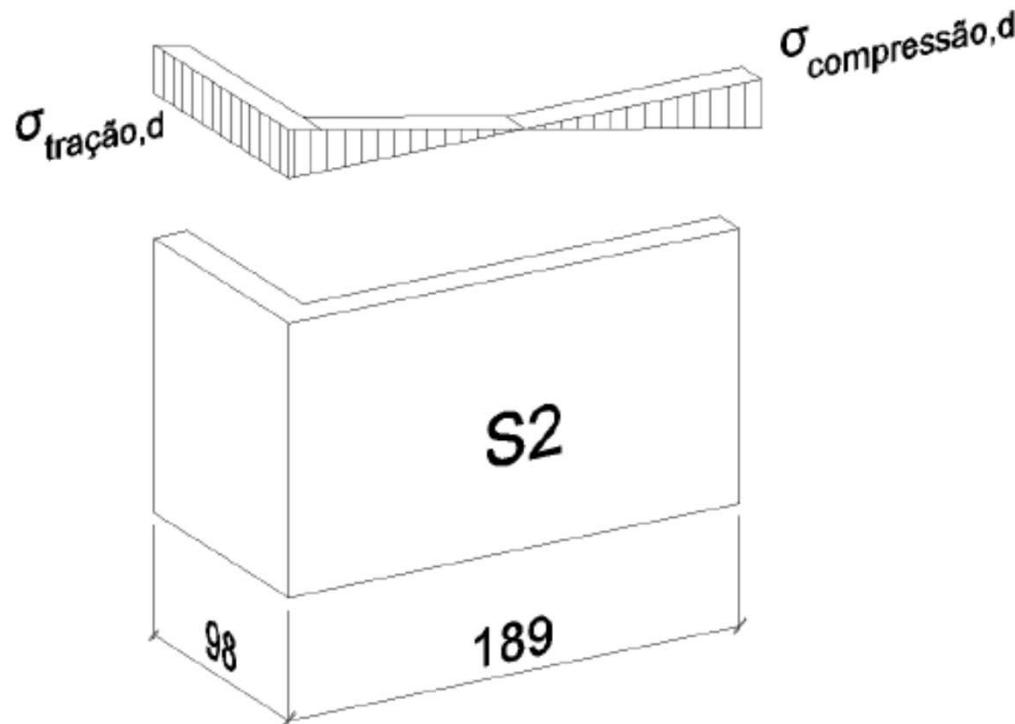
- **As tensões são proporcionais às deformações;**
- **As seções permanecem planas depois da deformação;**
- **Há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria;**
- **Resistência da alvenaria à tração é nula;**
- **Máximo encurtamento da alvenaria se limita em 0,35%;**
- **Máximo alongamento do aço limitado em 1,0%;**
- **Tensão no aço limitada a 50% da tensão de escoamento.**

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

Na Tabela 6.2.2 vimos que a sub-estrutura S2 está sujeita a um esforço de tração superior ao resistido pela argamassa e, portanto, devemos calcular a armadura vertical necessária para esta situação.

a) Subestrutura S2 - Caso de vento 0°



Curso: PROJETO DE EDIFÍCOS EM ALV **Figura 6.4.1** - Diagrama de tensão normal na sub-estrutura S2: caso de vento 0°.
eng. Rangel Costa Lage – rangel.lage@gmail.com

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

b) Tensões atuantes

$\sigma_{tração,d}$	$\sigma_{compressão,d}$		
Permanente	Acidental	Permanente	Acidental
$\sigma_{N,perm,k} = 0,0301 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{des,k} = -0,0027 \frac{kN}{cm^2}$	$\sigma_{vento,k} = -0,0422 \frac{kN}{cm^2}$	$\sigma_{N,perm,k} = 0,0301 \frac{kN}{cm^2}$ $\sigma_{des,k} = 0,0048 \frac{kN}{cm^2}$	$\sigma_{vento,k} = 0,0758 \frac{kN}{cm^2}$
$\sigma_{tração,d} = 1,4 \cdot \sigma_{vento,k} + 0,9 \cdot (\sigma_{N,perm,k} + \sigma_{des,k})$ $\sigma_{tração,d} = -1,4 \cdot 0,0422 + 0,9 \cdot (0,0301 - 0,0027)$ $\sigma_{tração,d} = -0,034 kN/cm^2$		$\sigma_{compress,d} = 1,4 \cdot \sigma_{vento,k} + 0,9 \cdot (\sigma_{N,perm,k} + \sigma_{des,k})$ $\sigma_{compress,d} = 1,4 \cdot 0,0758 + 0,9 \cdot (0,0301 + 0,0048)$ $\sigma_{compressão,d} = 0,138 kN/cm^2$	

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

c) Posição da linha neutra

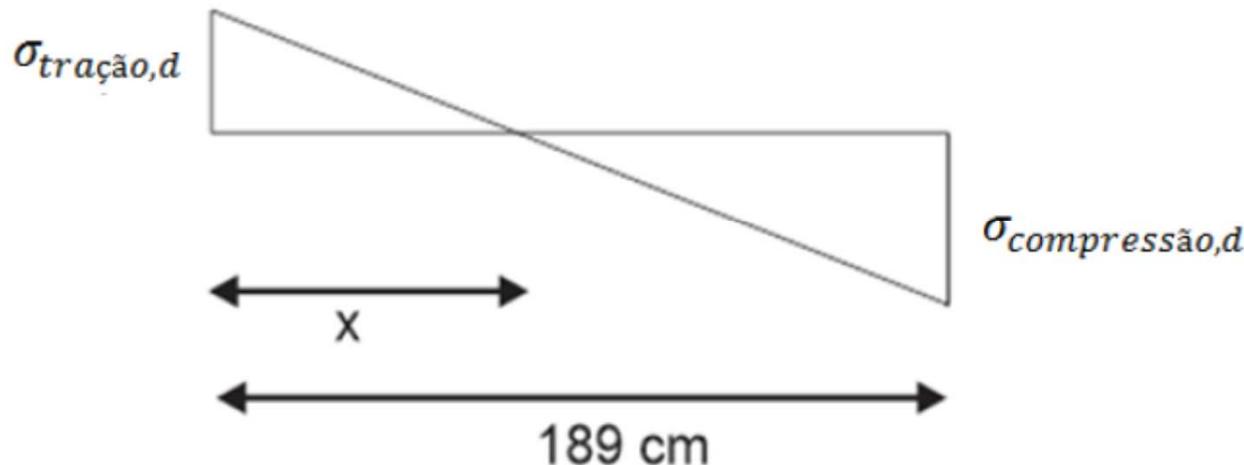


Figura 6.4.2 - Posição da linha neutra na sub-estrutura S2.

$$\frac{x}{\sigma_{tracão,d}} = \frac{189 \text{ cm}}{(\sigma_{tracão,d} + \sigma_{compressão,d})}$$

$$\frac{x}{0,034} = \frac{189}{0,034 + 0,138}$$

$$x = 37,7 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

d) Resultante de tração

Na alma:

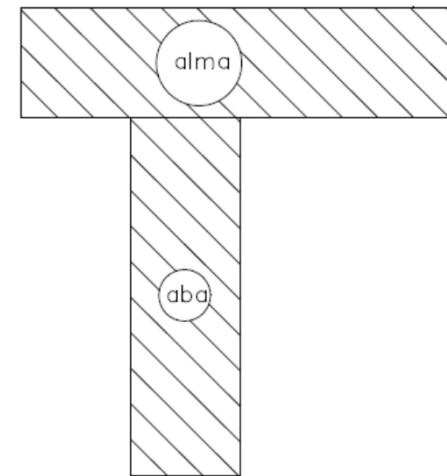
$$A_{alma} = x \times e_{bloco}$$

$$A_{alma} = 37,6 \times 14 = 526,4 \text{ cm}^2$$

- Força resultante:

$$R_{alma,d} = \frac{\sigma_{tração,d} \times A_{alma}}{2}$$

$$R_{alma,d} = \frac{0,034 \times 526,4}{2} = 9,0 \text{ kN}$$



DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

Na aba:

$$A_{aba} = L_{aba} \times e_{bloco}$$

$$A_{aba} = 84 \times 14 = 1176 \text{ cm}^2$$

- Tensão de referência na borda interna da aba: (Figura 6.4.3)

$$\frac{\sigma_{tração,d}}{x} = \frac{\sigma_{ref}}{(x - 14)}$$

$$\frac{0,034}{37,6} = \frac{\sigma_{ref}}{(37,6 - 14)}$$

$$\sigma_{ref} = 0,021 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão média:

$$\sigma_m = \frac{0,034 + 0,021}{2} = 0,028 \text{ kN/cm}^2$$

- Força resultante:

$$R_{aba,d} = A_{aba} \times \sigma_m$$

$$R_{aba,d} = 1176 \times 0,028 = 32,9 \text{ kN}$$

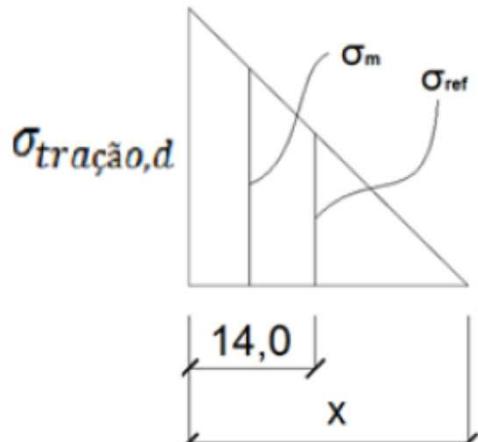


Figura 6.4.3 - Tensão média σ_m na aba.

Resultante total de tração:

$$R_{tração,d} = R_{alma,d} + R_{aba,d}$$

$$R_{tração,d} = 9,0 + 32,9 = 41,9 \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

e) Área de aço CA-50

$$A_s = \frac{R_{d, tração}}{f_s}$$

$$f_s = 0,5 \times f_{yd};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s};$$

$$\gamma_s = 1,15.$$

$$A_s = \frac{41,9}{0,5 \times 43,5} = 1,92 \text{ } cm^2$$

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

f) Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,10\% \times A_{alma,tracionada}$$

$$A_{s,min} = 0,10\% \times 14 \times 37,6 = 0,53 \text{ cm}^2$$

Os resultados de armadura transversal, para combater os casos de tração superiores ao f_{tk} resistente da argamassa $0,020 \text{ kN/cm}^2$, estão indicados na Tabela 6.4.1 à Tabela 6.4.4.

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

Tabela 6.4.1 - Dimensionamento dos trechos com armadura: caso de vento 0º.

Direção 0º			Verificação	Cálculo das armaduras devido à tração														
				Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra		Resultante de tração					Área de aço			Barras	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compressão,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L _{alma} (cm)	X (cm)	R _{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R _{aba} (kN)	R _{total} (kN)	A _s (cm²)	A _{s,min.} (cm²)	A _{s,adot.} (cm²)		
1	S1	PX1 e PY1	0,0064															
1	S2	PX4 e PY1	-0,0686	0,1375	-0,0343	189	37,74	-9,07	-0,022	-0,028	1176	-32,87	-41,94	1,93	0,53	1,93	3 φ 10	
2	S3	PX2 e PY2	-0,0784	0,1145	-0,0392	169	43,13	-11,84					0,00	-11,84	0,54	0,60	0,60	1 φ 10
2	S4	PX5 e PY2	-0,0532	0,1498	-0,0266	204	30,78	-5,73	-0,015	-0,021	1176	-24,18	-29,91	1,38	0,43	1,38	2 φ 10	
3	S5	PX3 e PY3	-0,0678	0,0561	-0,0339	99	37,30	-8,85					0,00	-8,85	0,41	0,52	0,52	1 φ 10

Tabela 6.4.2 - Dimensionamento dos trechos com armadura: caso de vento 180º.

Direção 180º			Verificação	Cálculo das armaduras devido à tração														
				Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra		Resultante de tração					Área de aço			Barras	
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compressão,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L _{alma} (cm)	X (cm)	R _{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R _{aba} (kN)	R _{total} (kN)	A _s (cm²)	A _{s,min.} (cm²)	A _{s,adot.} (cm²)		
1	S1	PX1 e PY1	-0,0598	0,0510	-0,0299	89	32,9	-6,88					0	-6,88	0,316	0,46	0,46	1 φ 10
1	S2	PX4 e PY1	-0,1666	0,0886	-0,0833	189	91,59	-53,39					0,00	-53,39	2,45	1,28	2,45	3 φ 10
2	S3	PX2 e PY2	-0,0815	0,1129	-0,0407	169	44,79	-12,77					0,00	-12,77	0,59	0,63	0,63	1 φ 10
2	S4	PX5 e PY2	-0,1521	0,1003	-0,0761	204	87,96	-46,83					0,00	-46,83	2,15	1,23	2,15	3 φ 10
3	S5	PX3 e PY3	0,0031															

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

Tabela 6.4.3 - Dimensionamento dos trechos com armadura: caso de vento 90º.

Direção 90º			Verificação	Cálculo das armaduras devido à tração													Barras
				Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração					Área de aço				
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	f _{tk} (kN/cm ²)	σ _{compressão,d} (kN/cm ²)	σ _{tração,d} (kN/cm ²)	L _{alma} (cm)	x (cm)	R _{alma} (kN)	σ _{ref} (kN/cm ²)	σ _m (kN/cm ²)	Área _{aba} (cm ²)	R _{aba} (kN)	R _{total} (kN)	A _s (cm ²)	A _{s,min.} (cm ²)	A _{s,adot.} (cm ²)	
1	S1	PX1, PX4 e PY1	-0,0310	0,068	-0,015	349	64,51	-7,00	-0,012	-0,014	1036	-14,31	-21,31	0,98	0,90	0,98	2 φ 10
2	S2	PX2, PX5 e PY2	-0,0011														
3	S3	PX3 e PY3	-0,0116														

Tabela 6.4.4 - Dimensionamento dos trechos com armadura: caso de vento 270º.

Direção 270º			Verificação	Cálculo das armaduras devido à tração													Barras
				Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração					Área de aço				
Grupo	Sub-estrutura	Paredes	f _{tk} (kN/cm ²)	σ _{compressão,d} (kN/cm ²)	σ _{tração,d} (kN/cm ²)	L _{alma} (cm)	x (cm)	R _{alma} (kN)	σ _{ref} (kN/cm ²)	σ _m (kN/cm ²)	Área _{aba} (cm ²)	R _{aba} (kN)	R _{total} (kN)	A _s (cm ²)	A _{s,min.} (cm ²)	A _{s,adot.} (cm ²)	
1	S1	PX1, PX4 e PY1	-0,0281	0,070	-0,014	349	58,58	-5,77	-0,011	-0,012	1176	-14,57	-20,34	0,94	0,82	0,94	2 φ 10
2	S2	PX2, PX5 e PY2	-0,0190														
3	S3	PX3 e PY3	-0,0407	0,063	-0,020	349	84,7	-12,0	-0,017	-0,019	1176	-21,9	-34,0	1,6	1,19	1,56	2 φ 10

DIMENSIONAMENTO

ARMADURA VERTICAL DE TRAÇÃO

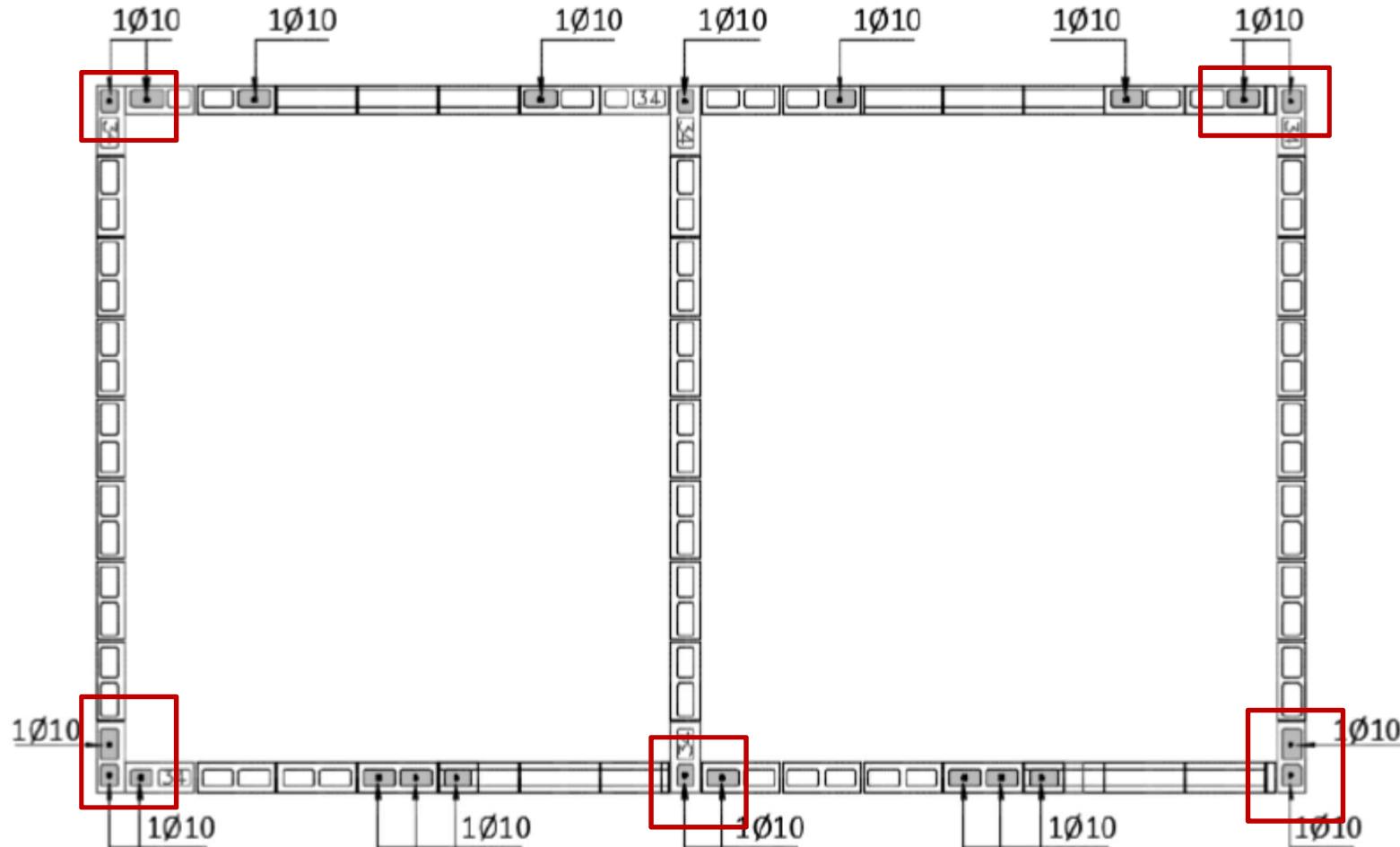


Figura 6.4.4 - Posicionamento das armaduras verticais e grute.