

Planta de formas do pavimento tipo

Prof. José Milton de Araújo - FURG

3

1.4 – Escolha dos materiais

- Aço CA-60

diâmetro: 5 mm: armadura de lajes e estribos de vigas e pilares;

- Aço CA-50

diâmetros: 6,3 ; 8 ; 10 ; 12,5 ; 16 ; 20; 25 : armaduras longitudinais de vigas, pilares, lajes, escadas, elementos de fundação, etc.

Concreto: $f_{ck} = 25$ MPa aos 28 dias

Classes de agressividade ambiental:

- classe II para o reservatório e para as vigas de fundação;
- classe I para o restante da estrutura.

Cobrimentos das armaduras:

- classe I: 2,0 cm para as lajes e 2,5 cm para as vigas e os pilares;
- classe II: 2,5 cm para as lajes e 3,0 cm para as vigas.
- blocos de fundação: 5,0 cm

Observações:

- O edifício possui 9 pavimentos, casa de máquinas e reservatório superior.
- Apresentam-se o cálculo e detalhamento dos seguintes componentes:
 - lajes maciças ; - escada; - reservatório superior
 - vigas contraventadas e vigas de contraventamento
 - pilares contraventados e pilares de contraventamento
 - blocos de fundação e viga de equilíbrio
- São feitas diversas observações sobre a metodologia de cálculo, inclusive sobre as falhas da NBR- 6118/2013.

2- VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA

2.2 – O parâmetro de instabilidade

$$\text{CEB/78: } \alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs} I_c}} \leq 0,2 + 0,1n, \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs} I_c}} \leq 0,6, \text{ se } n \geq 4$$

NBR-6118: $\alpha \leq 0,7$ para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede; $\alpha \leq 0,5$ para contraventamento feito apenas por pórticos; $\alpha \leq 0,6$ para associações de pórticos e pilares-parede.

Módulo secante do concreto segundo o CEB:

$$E_{cs} = 0,85 \times 21500 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3}, \text{ MPa}$$

Rigidez equivalente dos pórticos de contraventamento

Modelo utilizado	Rigidez equivalente
Força horizontal unitária F_H aplicada no topo do pórtico	$EI_{eq} = \frac{F_H h_{tot}^3}{3U} \quad (2.2.4)$
Força horizontal p , distribuída uniformemente ao longo da altura	$EI_{eq} = \frac{p h_{tot}^4}{8U} \quad (2.2.5)$
U = deslocamento horizontal no topo do pórtico; h_{tot} = altura do pórtico ou do pilar de seção variável.	

Modelo proposto: $\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{EI_{eq}}} \leq \alpha_{lim}$

onde α_{lim} depende do tipo de subestrutura de contraventamento (só pórticos, só paredes ou associação pórtico-parede).

No caso de contraventamento feito só por pórticos:

$$\alpha_{lim} = 0,66 \sqrt{1 - \frac{0,39}{n}} \leq 0,62$$

Rigidez equivalente EI_{eq} : carga uniforme [equação (2.2.5)].

Rigidez: $EI = 0,70 E_{cs} I_c$ (pilares) e $EI = 0,35 E_{cs} I_c$ (vigas).

↑ igual ACI ↑

2.3 – Aplicação ao edifício em estudo

Pórticos de contraventamento

Direção	Pórticos formados pelos pilares
x (lado menor)	(P1,P2,P3), (P8,P9,P10), (P11,P12,P13), (P18,P19,P20)
y (lado maior)	(P18,P15,P11,P8,P4,P1) e (P20,P17,P13,P10,P6,P3)

Estimativa da força F_v (peso total do edifício)

Consideramos a seguinte carga total por unidade de área:

- lajes de piso: 12 kN/m^2 ; - laje de forro: 10 kN/m^2

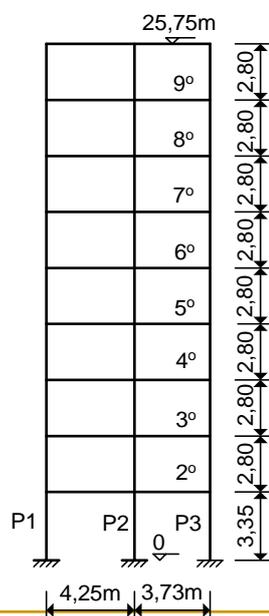
Número de lajes = 8 lajes de piso e uma laje de forro, cada uma com uma área total de 184 m^2 .

$$F_v = (8 \times 12 + 1 \times 10) \times 184 \quad ; \quad F_v = 19500 \text{ kN}$$

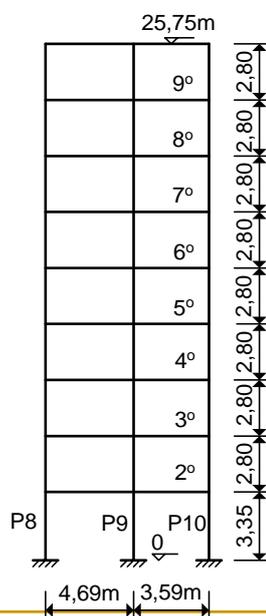
Altura total da estrutura de contraventamento, do nível das fundações até a laje de cobertura: $h_{\text{tot}} = 25,75 \text{ m}$.

$$E_{cs} = 0,85 \times 21500 \left(\frac{25 + 8}{10} \right)^{1/3} = 27200 \text{ MPa} \quad ; \quad E_{cs} = 272 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$$

Pórtico 1 (2 vezes)



Pórtico 2 (2 vezes)



Pórticos de contraventamento da direção x

Tabela 2.3.1 – Propriedades das seções dos pórticos da direção x

Pórtico 1				
Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)
Pilar P1	20	50	0,10	0,00208
Pilar P2	20	50	0,10	0,00208
Pilar P3	20	50	0,10	0,00208
Vigas	20	60	0,12	0,00360
Pórtico 2				
Elemento	Largura (cm)	Altura (cm)	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)
Pilar P8	70	20	0,14	0,00047
Pilar P9	20	70	0,14	0,00572
Pilar P10	70	20	0,14	0,00047
Vigas	20	60	0,12	0,00360

Prof. José Milton de Araújo - FURG

11

Tabela 2.3.2 – Rigidez equivalente dos pórticos da direção x

Pórtico 1			
$F_H = 100 \text{ kN (1)}$	$U = 2,912 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 19,54 \times 10^6 \text{ kNm}^2$	Equação (2.2.4)
$p = 10 \text{ kN/m (1)}$	$U = 3,540 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 15,52 \times 10^6$	Equação (2.2.5)
$p = 10 \text{ kN/m (2)}$	$U = 6,692 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 8,21 \times 10^6$	Equação (2.2.5)
Pórtico 2			
$F_H = 100 \text{ kN (1)}$	$U = 3,215 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 17,70 \times 10^6 \text{ kNm}^2$	Equação (2.2.4)
$p = 10 \text{ kN/m (1)}$	$U = 3,949 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 13,92 \times 10^6$	Equação (2.2.5)
$p = 10 \text{ kN/m (2)}$	$U = 7,573 \text{ cm}$	$EI_{eq} = 7,26 \times 10^6$	Equação (2.2.5)
(1): vigas e pilares com rigidez $E_{cs} I_c$			
(2): vigas com rigidez $0,35 E_{cs} I_c$ e pilares com rigidez $0,70 E_{cs} I_c$			

Prof. José Milton de Araújo - FURG

12

Para os quatro pórticos da direção x:

a) vigas e pilares com rigidez $E_{cs}I_c$

- para carga concentrada:

$$EI_{eq} = 2(19,54 + 17,70) \times 10^6 \Rightarrow EI_{eq} = 74,48 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

- para carga uniforme:

$$EI_{eq} = 2(15,52 + 13,92) \times 10^6 \Rightarrow EI_{eq} = 58,88 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

Observar a influência do tipo de carga empregado na determinação de EI_{eq} .

Parâmetro de instabilidade:

- para carga concentrada:

$$\alpha_x = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{74,48 \times 10^6}} = 0,42$$

- para carga uniforme:

$$\alpha_x = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{58,88 \times 10^6}} = 0,47$$

Como $\alpha_x < 0,5$, significa que os quatro pórticos considerados são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício segundo a direção x, **de acordo com o critério da NBR-6118.**

b) vigas com rigidez $0,35E_{cs}I_c$ e pilares com rigidez $0,70E_{cs}I_c$

- Só para carga uniforme:

$$EI_{eq} = 2(8,21 + 7,26) \times 10^6 \Rightarrow EI_{eq} = 30,94 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\alpha_x = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{30,94 \times 10^6}} = 0,65$$

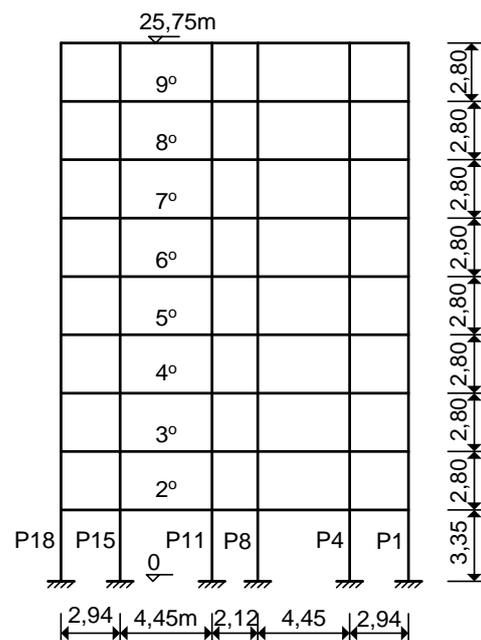
Número de andares: $n = 9$

$$\alpha_{lim} = 0,66 \sqrt{1 - \frac{0,39}{n}} \leq 0,62 \Rightarrow \alpha_{lim} = 0,62$$

$\alpha_x = 1,05\alpha_{lim}$: Como a diferença é muito pequena, pode-se admitir que a estrutura é indeslocável também por esse critério, já que há outros pórticos não considerados e há as alvenarias.

Pórticos de contraventamento da direção y

Pórtico da direção y (2 vezes)



a) vigas e pilares com rigidez $E_{cs}I_c$

$$\alpha_y = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{2 \times 33,84 \times 10^6}} = 0,44 \text{ (concentrada)}$$

- para carga uniforme:

$$\alpha_y = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{2 \times 27,38 \times 10^6}} = 0,49 \text{ (distribuída)}$$

$\alpha_y < 0,5$: indeslocável segundo NBR-6118.

b) vigas com rigidez $0,35E_{cs}I_c$ e pilares com rigidez $0,70E_{cs}I_c$

$$\alpha_y = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} = 25,75 \sqrt{\frac{19500}{2 \times 14,98 \times 10^6}} = 0,66$$

$\alpha_y = 1,06\alpha_{lim}$: pode-se considerar indeslocável.

6- AÇÕES HORIZONTAIS NA SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

6.1 – Determinação das forças de arrasto

Dados para cálculo da ação do vento:

- o edifício está localizado no subúrbio de uma grande cidade, em terreno plano;
- as edificações vizinhas são do mesmo porte ou mais baixas que o edifício considerado, havendo diversas casas inseridas entre os edifícios;
- a velocidade básica do vento para o local da edificação, obtida do gráfico de isopletas da NBR-6123, é $V_o = 45$ m/s.

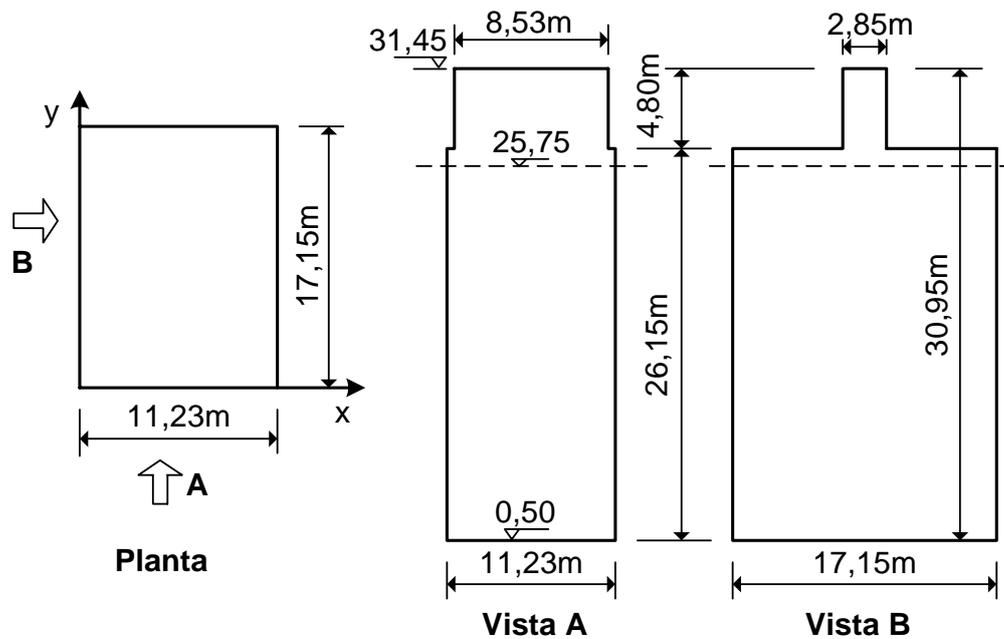


Fig. 6.1.1 – Dimensões do edifício

Fator topográfico S_1 : $S_1 = 1,0$ (terreno plano).

Fator S_2 : rugosidade do terreno: Categoria IV; edificação Classe B (maior dimensão entre 20 m e 50 m): $b = 0,85$, $F_r = 0,98$ e $p = 0,125$ (NBR-6123).

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \Rightarrow S_2 = 0,833 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,125}$$

Fator estatístico S_3 : $S_3 = 1,00$ (edifício residencial).

Velocidade característica do vento:

$V_k = S_1 S_2 S_3 V_o \Rightarrow V_k = 28,11 z^{0,125}$ m/s, onde z é a altura acima do nível do terreno, em metros.

Pressão dinâmica: $q = 0,613 V_k^2$ N/m²

Força de arrasto: $F_a = C_a q A_e$, onde C_a é o coeficiente de arrasto e A_e é a área frontal efetiva = área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

Turbulência: consideramos vento de baixa turbulência, pois o edifício é cercado por casas (edificações mais baixas que ele).

Da figura 4 da NBR-6123, obtemos os coeficientes de arrasto:

- vento segundo a direção x: $C_a \cong 1,33$

- vento segundo a direção y: $C_a \cong 1,10$



Forças de arrasto por unidade de área (para $A_e = 1$):

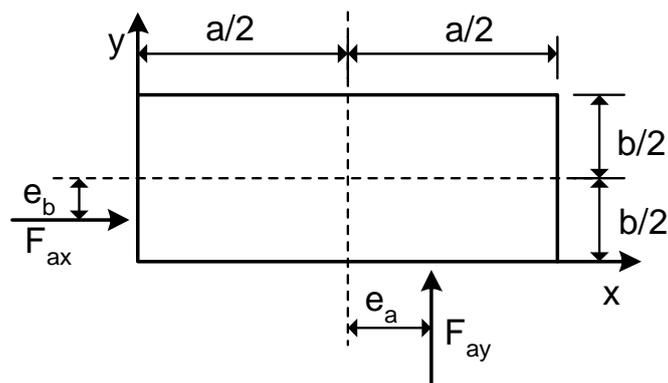
Direção x: $F_{ax} = 1,33 \times 0,613 (28,11 z^{0,125})^2 = 644 z^{0,25}, \text{ N/m}^2$

$$F_{ax} = 0,644 z^{0,25} \text{ kN/m}^2$$

Direção y: $F_{ay} = 1,10 \times 0,613 (28,11 z^{0,125})^2 = 533 z^{0,25}, \text{ N/m}^2$

$$F_{ay} = 0,533 z^{0,25} \text{ kN/m}^2$$

Excentricidades das forças de arrasto:



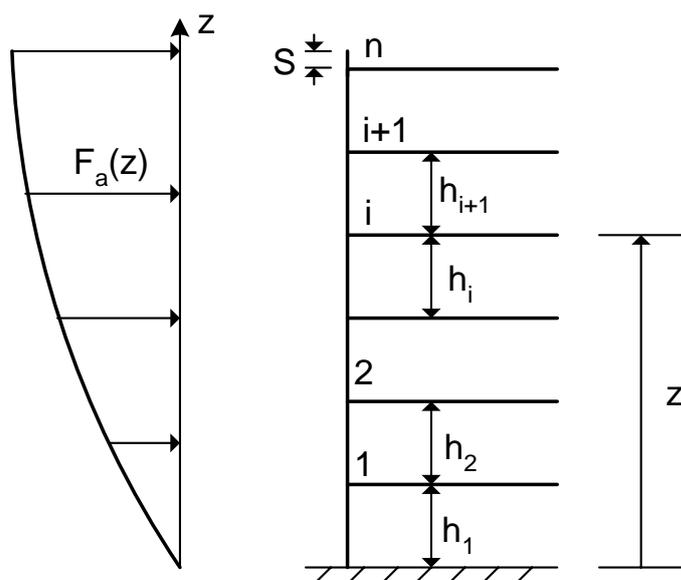
Segundo a NBR-6123, para edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = \pm 0,075a \quad ; \quad e_b = \pm 0,075b$$



Considerar, também, as forças agindo sem excentricidades.

6.2 – Integração das forças de arrasto



Força de arrasto ao longo da altura do edifício

$$F_i = \int_{z_i - h_i/2}^{z_i + h_{i+1}/2} L F_a(z) dz, \quad i = 1 \text{ a } n-1 \quad (6.2.1)$$

$$\text{Aproximação: } F_i = L \left(\frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right) F_a(z_i), \quad i = 1 \text{ a } n-1 \quad (6.2.3)$$

$$\text{Para o último nível: } F_n = \int_{z_n - h_n/2}^{z_n + S} L F_a(z) dz \quad (6.2.2)$$

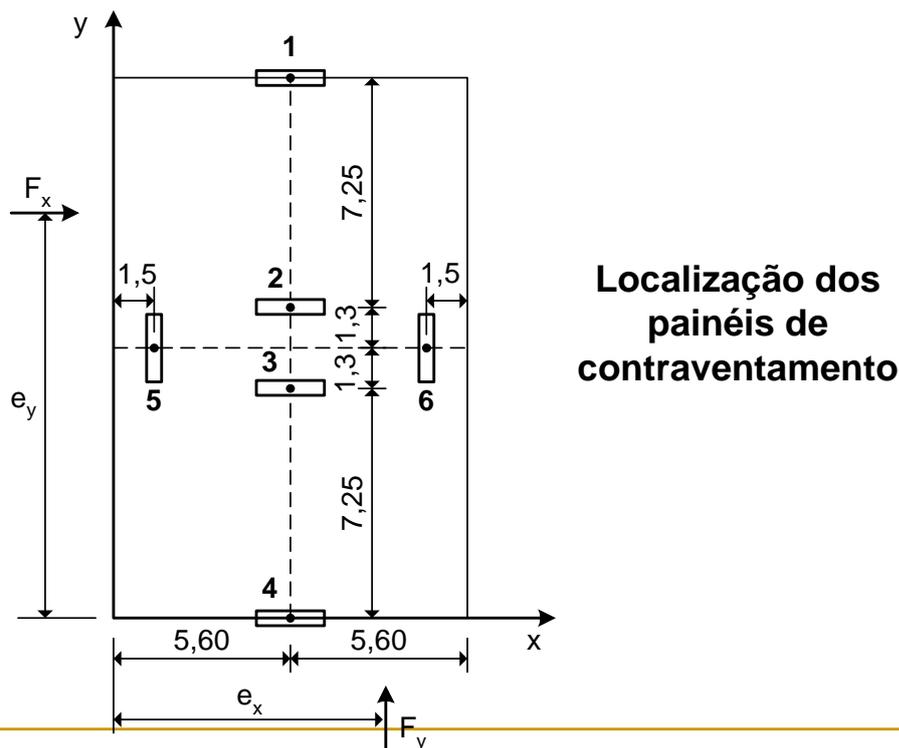
Observações:

- L é a largura da fachada em metros.
- Para o último nível de laje, emprega-se a expressão (6.2.2). Como há variação na largura das fachadas, a integral deve ser resolvida em duas regiões retangulares.

Tabela 6.2.1 – Forças de arrasto resultantes nos níveis das lajes

Nível	z_i (m)	F_x (kN)	F_y (kN)	\bar{z}_i (m)	$F_x \bar{z}_i$ (kNm)	$F_y \bar{z}_i$ (kNm)
9	25,25	77,17	81,23	25,75	1987,13	2091,67
8	22,45	67,32	36,48	22,95	1544,99	837,22
7	19,65	65,11	35,29	20,15	1311,97	711,09
6	16,85	62,66	33,96	17,35	1087,15	589,21
5	14,05	59,87	32,45	14,55	871,11	472,15
4	11,25	56,64	30,69	11,75	665,52	360,61
3	8,45	52,73	28,57	8,95	471,93	255,70
2	5,65	47,68	25,84	6,15	293,23	158,92
1	2,85	40,18	21,78	3,35	134,60	72,96
$z_i =$ altura acima do nível do terreno				Σ	8368	5550
$\bar{z}_i =$ altura acima do nível das fundações						

6.3 – Repartição das forças do vento para os elementos de contraventamento



Prof. José Milton de Araújo - FURG

27

A rigidez K de cada pórtico é dada por $K = \frac{3EI_{eq}}{l^3}$

$l = 25,75$ m é a altura do pórtico;

EI_{eq} é a rigidez equivalente para a carga concentrada.

(considerando EcsIc para vigas e pilares)

Considerando o nível 9 como referência, devem ser adotados os seguintes carregamentos:

A) Vento segundo a direção x: $F_x = 77,17$ kN e $F_y = 0$

B) Vento segundo a direção y: $F_x = 0$ e $F_y = 81,23$ kN

Prof. José Milton de Araújo - FURG

28

Tabela 6.3.2 – Força nos painéis de contraventamento (em kN)
no nível 9

Vento segundo a direção x						
e_y (m)	Painel					
	1	2	3	4	5	6
7,26	16,1	17,8	18,9	24,3	-3,4	3,4
8,55	20,2	18,3	18,3	20,2	0	0
9,84	24,3	18,9	17,8	16,1	3,4	-3,4
Vento segundo a direção y						
e_x (m)	Painel					
	1	2	3	4	5	6
4,76	2,8	0,4	-0,4	-2,8	43,0	38,3
5,60	0	0	0	0	40,6	40,6
6,44	-2,8	-0,4	0,4	2,8	38,3	43,0

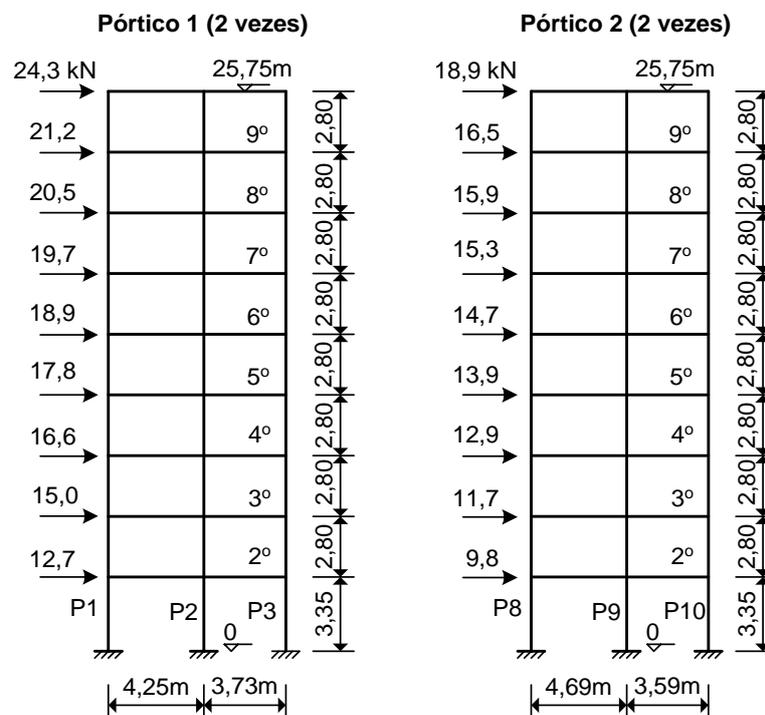


Fig. 6.3.2 - Força do vento nos pórticos de contraventamento da direção x (em kN)

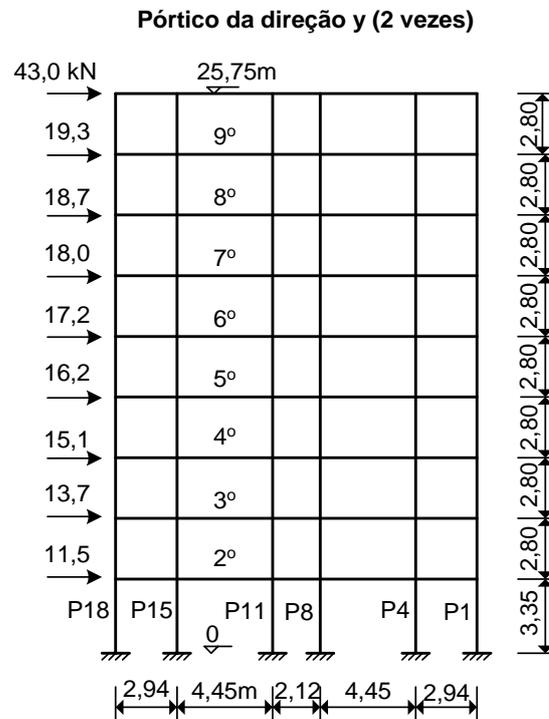


Fig. 6.3.3 - Força do vento nos pórticos de contraventamento da direção y (em kN)

6.4 – Imperfeições geométricas da subestrutura de contraventamento

- Inclinação do eixo do edifício

$$\alpha_a = \frac{1}{100\sqrt{l}} \leq \frac{1}{200} \quad (6.4.1)$$

onde l é a altura da estrutura em metros.

- Para pórticos com n pilares, multiplicar α_a por α_n

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (6.4.2)$$

- Para o edifício em estudo:

$l = 25,75$ m (altura dos pórticos de contraventamento);

$n = 3$ (número de pilares na direção x);

$n = 6$ (número de pilares na direção y).

$$\alpha_a = \frac{1}{100\sqrt{l}} = \frac{1}{100\sqrt{25,75}} = 0,00197 \text{ (é menor que } 1/200)$$

$$\text{Direção x: } \alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} = \sqrt{\frac{1+1/3}{2}} = 0,82$$

$$\text{Direção y: } \alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} = \sqrt{\frac{1+1/6}{2}} = 0,76$$

$$\text{Direção x: } \alpha_a = 0,82 \times 0,00197 = 0,0016$$

$$\text{Direção y: } \alpha_a = 0,76 \times 0,00197 = 0,0015$$

Pode-se adotar $\alpha_a = 0,0016$ para as duas direções. ☀

Força horizontal equivalente em cada andar: $H_i = \alpha_a F_{vi}$

F_{vi} = força vertical total no andar i do edifício.

Pavimento tipo: 12 kN/m^2 ; área= $184 \text{ m}^2 \rightarrow F_{vi} = 2208 \text{ kN}$

No forro: 10 kN/m^2 ; área= $184 \text{ m}^2 \rightarrow F_{vi} = 1840 \text{ kN}$

Forças nos níveis das lajes:

Nível 9 (forro): $H_i = 0,0016 \times 1840 = 2,94 \text{ kN}$

Demais níveis: $H_i = 0,0016 \times 2208 = 3,53 \text{ kN}$

Essas forças são repartidas para os pórticos de contraventamento da mesma forma que foi feito para as forças do vento.

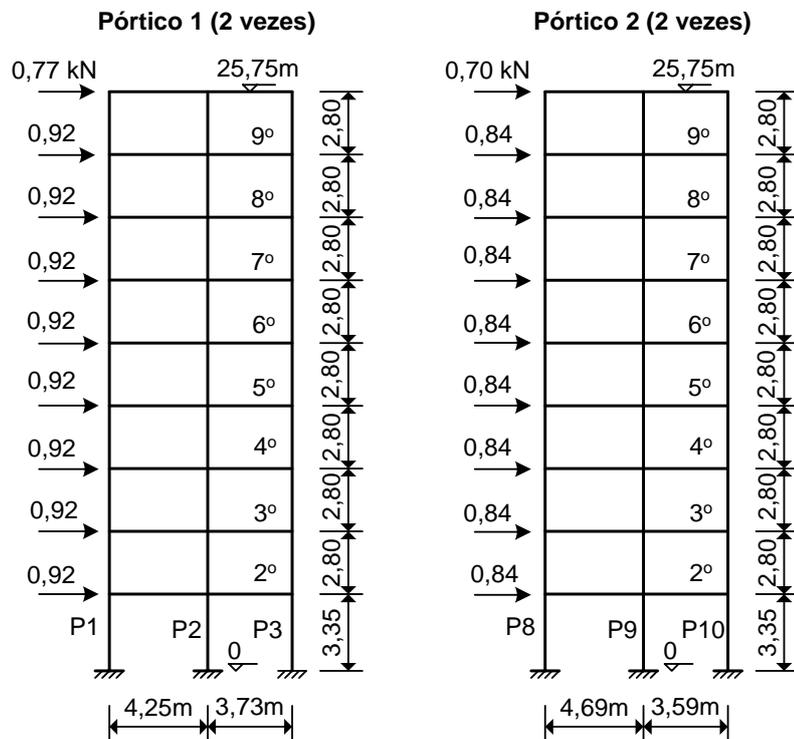


Fig. 6.4.1 – Forças equivalentes ao desaprumo nos pórticos de contraventamento da direção x (em kN)

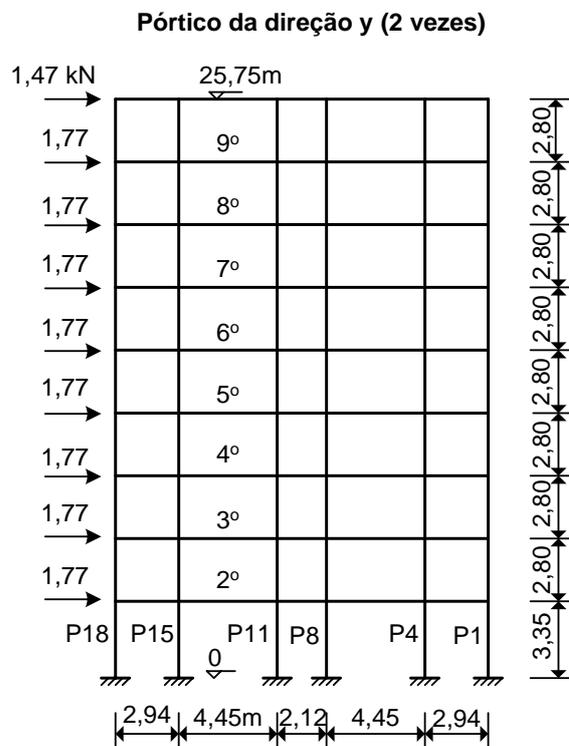


Fig. 6.4.2 – Forças equivalentes ao desaprumo nos pórticos de contraventamento da direção y (em kN)

6.6 – Análise dos pórticos de contraventamento sob a ação combinada das cargas verticais e da força do vento

Ações permanentes:

g_k = cargas verticais permanentes atuando nas vigas, além do peso próprio dos pilares;

H_k = forças horizontais equivalentes ao desaprumo, dadas nas figuras 6.4.1 e 6.4.2.

Ações variáveis:

q_k = cargas verticais acidentais atuando nas vigas;

W_k = forças do vento indicadas nas figuras 6.3.2 e 6.3.3.

Combinações últimas das ações (ver cap. 2 do Volume 1):

Combinação 1: a carga acidental é a ação variável principal

$$F_d = 1,4g_k + 1,4H_k + 1,4q_k + 1,4 \times 0,6W_k \quad (6.6.1)$$

Lembrando que $P_k = g_k + q_k$ representa a soma das cargas verticais características, resulta

$$F_d = 1,4(P_k + H_k + 0,6W_k) \quad (6.6.2)$$

Combinação 2: o vento é a ação variável principal

$$F_d = 1,4g_k + 1,4H_k + 1,4 \times 0,5q_k + 1,4W_k \quad (6.6.3)$$

Substituindo $q_k = P_k - g_k$, resulta

$$F_d = 1,4[0,5(P_k + g_k) + H_k + W_k] \quad (6.6.4)$$

Relações aproximadas para os edifícios residenciais:

$$q_k \cong 0,15 g_k ; g_k = P_k / 1,15$$

A equação (6.6.4) pode ser escrita na forma

$$F_d = 1,4(0,93P_k + H_k + W_k) \quad (6.6.5)$$

Procedimento válido para análise linear:

Determinar os esforços solicitantes para as cargas de serviço. O coeficiente $\gamma_f = 1,4$ é introduzido da hora do dimensionamento.

Combinações últimas das ações: valores característicos

Combinação 1: a carga acidental é a ação variável principal

$$F_k = P_k + H_k + 0,6W_k \quad (6.6.6)$$

Combinação 2: o vento é a ação variável principal

$$F_k = 0,5(P_k + g_k) + H_k + W_k \quad (6.6.7)$$

ou, simplificada para os edifícios residenciais,

$$F_k = 0,93P_k + H_k + W_k \quad (6.6.8)$$

Como uma simplificação, pode-se efetuar uma análise separada para as forças horizontais (como pórticos planos) e para as cargas verticais (como vigas contínuas).

Toda a análise apresentada está disponível no PACON.

Uma vez que a estrutura é indeslocável, os esforços podem ser determinados considerando $E_{cs}I_c$ para vigas e pilares.

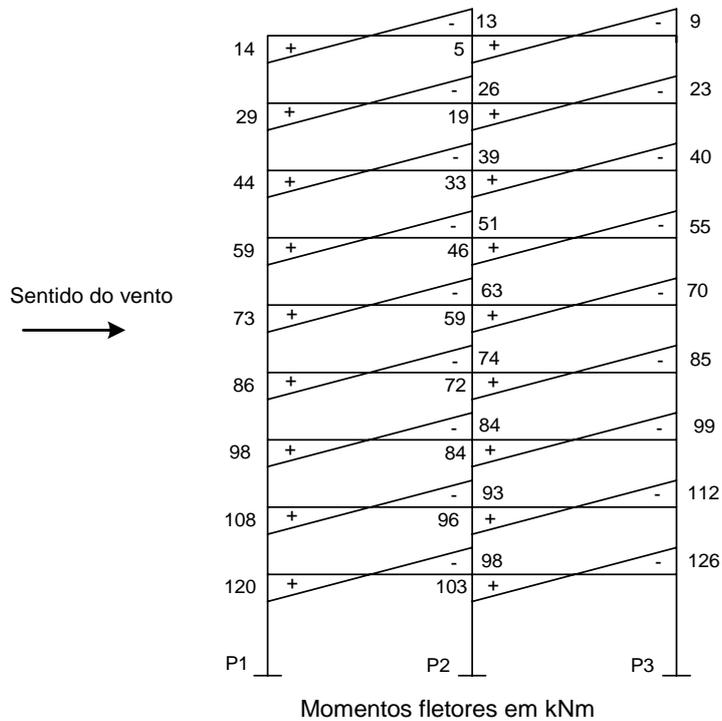


Fig. 6.6.1 - Momentos fletores nas vigas do pórtico 1 da direção x (devidos a W_k)

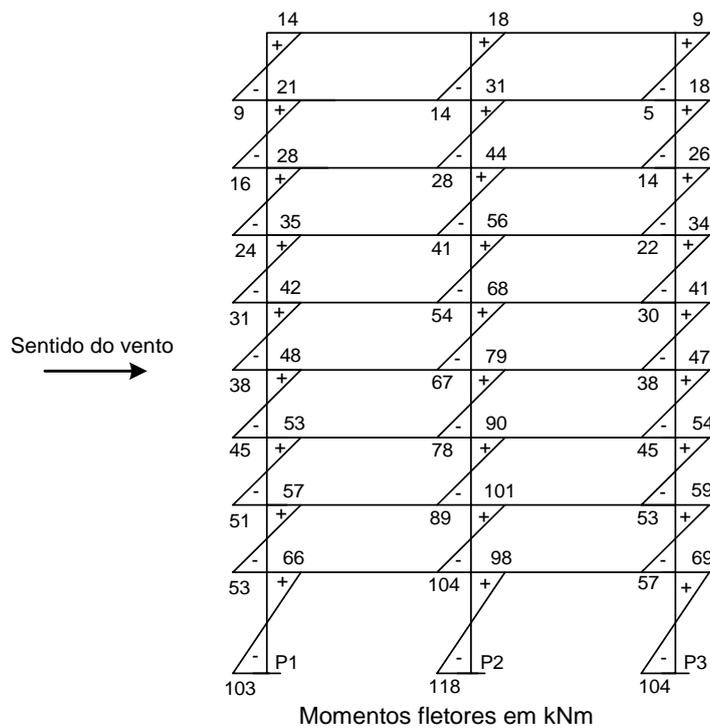


Fig. 6.6.2 - Momentos fletores nos pilares do pórtico 1 da direção x (devidos a W_k)

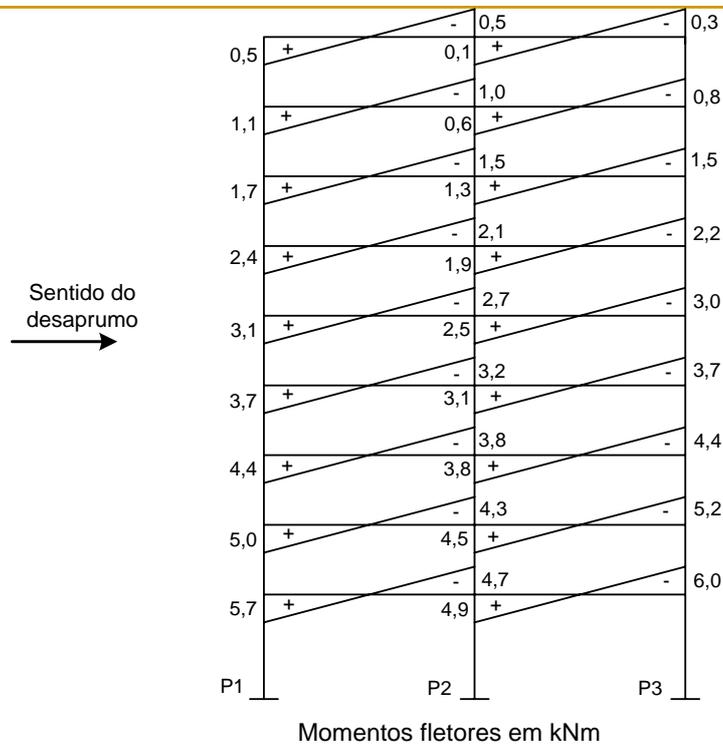


Fig. 6.6.7 - Momentos fletores nas vigas do pórtico 1 da direção x (devidos a H_k)

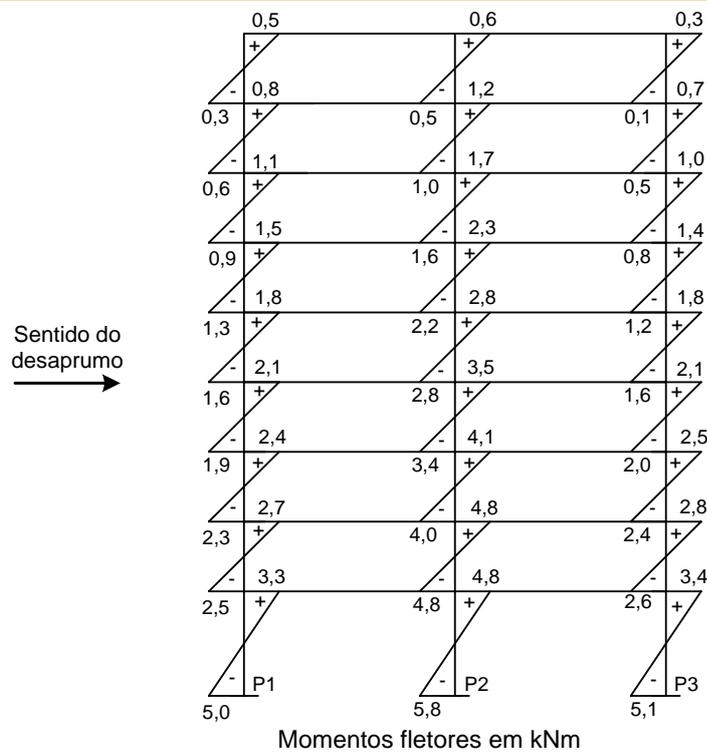


Fig. 6.6.8 - Momentos fletores nos pilares do pórtico 1 da direção x (devidos a H_k)