

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**A INFLUÊNCIA DO EFEITO DE VENTO NA ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS**

JOÃO PAULO DUARTE COSTA

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	4
2. OBJETIVO GERAL DO TRABALHO	5
3. REVISÃO DAS NORMAS UTILIZADAS.	6
3.1. NBR 6123 (1988) – FORÇAS DEVIDO AO VENTO EM EDIFICAÇÕES.....	6
3.1.1. <i>Velocidade Característica do Vento</i>	7
3.1.2. <i>Velocidade Básica do Vento</i>	7
3.1.3. <i>Fator Topográfico S_1</i>	9
3.1.4. <i>Fator S_2</i>	11
3.1.4.a. <i>Rugosidade do terreno</i>	11
3.1.4.b. <i>Dimensões da Edificação</i>	13
3.1.4.c. <i>Altura Sobre o Terreno</i>	14
3.1.5. <i>Fator estatístico S_3</i>	17
3.1.6. <i>Coefficientes de arrasto C_a</i>	19
3.2. NBR 6118 (2003) – PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO .	22
3.2.1. <i>Ações a considerar</i>	22
3.2.2. <i>Classificação das ações</i>	22
3.2.3. <i>Ações permanentes</i>	22
3.2.4. <i>Ações permanentes diretas</i>	23
3.2.5. <i>Peso próprio</i>	23
3.2.6. <i>Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes</i> ..	23
3.2.7. <i>Ações variáveis</i>	24
3.2.7.a. <i>Ações variáveis diretas</i>	24
3.2.7.b. <i>Cargas acidentais previstas para o uso da construção</i>	24
3.2.7.c. <i>Ação do vento</i>	24
4. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO	25
5. CÁLCULO MANUAL	28
5.1. DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DEVIDO AO VENTO.....	28

5.1.1.	<i>Coeficiente de arrasto</i>	28
5.1.2.	<i>Velocidade Básica do Vento V_0</i>	29
5.1.3.	<i>Fator Topográfico S_1</i>	29
5.1.4.	<i>Fator S_2</i>	30
5.1.5.	<i>Fator Estatístico S_3</i>	31
5.1.6.	<i>Velocidade Característica V_k</i>	31
5.1.7.	<i>Pressão Dinâmica do Vento</i>	31
5.1.8.	<i>Força de arrasto</i>	31
5.2.	CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS VERTICAIS	37
5.2.1.	<i>Reações das lajes</i>	37
5.2.2.	<i>Carregamentos nas vigas e pilares</i>	49
5.3.	DEFINIÇÃO DOS PÓRTICOS	63
5.3.1.	<i>Definição dos pórticos</i>	63
5.3.2.	<i>Ações devidas ao vento em cada pórtico</i>	63
5.4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	68
5.4.1.	<i>Obtenção dos resultados</i>	68
5.4.2.	<i>Esforços nos pilares</i>	69
6.	CÁLCULO TQS	74
6.1.	DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS DEVIDO AO VENTO.....	74
6.2.	CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS VERTICAIS	75
6.3.	DEFINIÇÃO DOS PÓRTICOS	76
6.4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
6.4.1.	<i>Deslocamentos no topo do edifício devido a ação do vento</i>	76
6.4.2.	<i>Momentos fletores nos pórticos 1 e 4 – devido a ação do vento</i>	79
6.4.3.	<i>Cargas Fundação</i>	83
7.	CONCLUSÕES	85
8.	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADA	86
9.	SOFTWARES UTILIZADOS	86

1. INTRODUÇÃO

“Vento” pode ser definido como o movimento de uma massa de ar devido às variações de temperatura e pressão. Esta massa de ar em movimento possui energia cinética e apresenta inércia às mudanças do deslocamento. Globalmente, os dois fatores mais predominantes em ventos de larga escala são a diferença de calor do equador e dos polos, e a rotação do planeta.

Nas edificações o vento exerce pressões e sucções, de forma variada, contínua ou intermitente, causando efeitos, muitas vezes indesejáveis.

A ação do vento depende necessariamente dos aspectos aerodinâmicos, forma, e dos aspectos meteorológicos, velocidade. Os efeitos do vento em uma estrutura, principalmente em edifícios mais altos, são significativos, portanto, sempre deverão ser considerados.



Figura 1.1 – Ação do vento em edifícios – FONTE: Internet

Os estudos iniciais sobre a ação dinâmica do vento em edificações datam do final do século XIX, quando Kernot e Mann (1891 a 1894) desenvolveram uma série de pesquisas experimentais em túnel de vento sobre pequenos modelos de cubo, pirâmides, cones, cilindros, etc.

Hoje em dia, cada vez mais, com o adensamento das cidades e a supervalorização de terrenos o tema tem ganhado destaque no âmbito da Engenharia Civil. Ano após ano, edifícios cada vez maiores têm sido construídos, incorporando tecnologias avançadas e técnicas modernas de construção e de projeto.

A Norma NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações – fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. A Norma não se aplica a edificações excepcionais, com dimensões, localização ou fôrmas fora do comum. Para estas edificações podem ser feitos estudos especiais em túneis de vento para determinar as forças atuantes e seus efeitos.

O objetivo deste trabalho é comparar os esforços obtidos, a partir das recomendações de norma, quando se considera o efeito de vento atuando sobre a estrutura e quando ele é desconsiderado. A estrutura será analisada a partir de dois modelos, pórtico plano com cálculos manuais e análise computacional utilizando-se o modelo de pórtico espacial através do programa TQS.

2. OBJETIVO GERAL DO TRABALHO

Este trabalho tem por objetivo quantificar as ações do vento sobre a estrutura de um edifício, comparando com a situação de não atuação. Serão analisados os esforços nas vigas e pilares, as cargas nas fundações e o deslocamento horizontal da estrutura.

3. REVISÃO DAS NORMAS UTILIZADAS.

3.1. NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações

Para a determinação das Ações do Vento nas estruturas de edifícios são adotadas prescrições da norma brasileira “NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações”, da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas –, que regulamenta um procedimento de projeto para o cálculo das forças devido ao vento e seus efeitos nas estruturas de edifícios.

As pressões dinâmicas do vento são transformadas em forças estáticas, atuando na superfície perpendicular à direção do vento. Em termos de análise do efeito do vento em edifícios necessita-se conhecer a componente da força que atuante na direção do vento. Esta força é chamada de Força de Arrasto (F_a), sendo determinada a partir da equação 3.1, apresentada pela NBR 6123.

$$F_a = C_a \times q \times A \quad (3.1)$$

Onde:

C_a – coeficiente de arrasto;

q – pressão de obstrução;

A – área da superfície perpendicular à direção do vento.

Pressão de Obstrução do Vento

A pressão de obstrução (q_w) é determinada através da equação 3.2, apresentada pela NBR 6123, deduzida a partir do Teorema de Bernoulli.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (3.2)$$

Onde:

q – pressão de obstrução (N/m^2);

V_k – velocidade característica do vento (m/s);

3.1.1. Velocidade Característica do Vento

Denomina-se velocidade característica do vento a velocidade utilizada no cálculo da pressão dinâmica nas estruturas obtidas a partir da velocidade básica corrigida por fatores de ajuste que levam em consideração a topografia, a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e um fator estatístico, segundo a equação 3.3, apresentada pela NBR 6123 (1988).

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0 \quad (3.3)$$

Onde:

S_1 – fator topográfico;

S_2 – depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 – fator estatístico;

V_0 – velocidade básica do vento.

3.1.2. Velocidade Básica do Vento

A velocidade básica do vento é, por definição, a velocidade de uma rajada com duração de três segundos, com probabilidade de ser superada uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Os valores da velocidade básica são obtidos a partir do gráfico das isopletras, figura 3.1, apresentado pela NBR 6123 (1988), o qual foi elaborado a partir do registro de diversas estações meteorológicas.

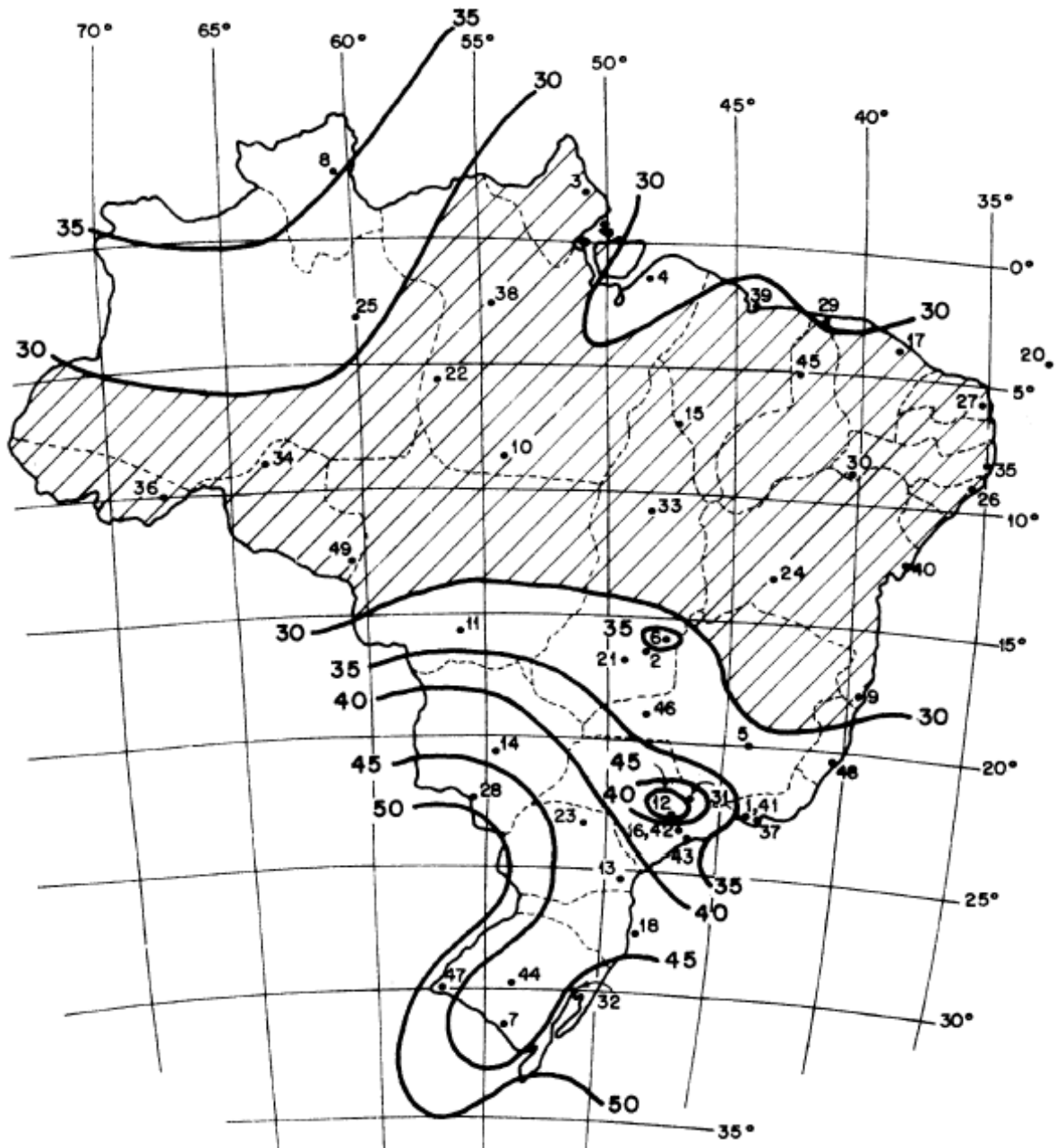


Figura 3.1 – Isopletas de Velocidade Básica do Vento V_0 (m/s).

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

V_0 : máxima velocidade média sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

3.1.3. Fator Topográfico S_1

O fator S_1 leva em consideração a influência da topografia local na variação da velocidade do vento. Como primeira aproximação, a NBR 6123 sugere os valores indicados no item 5.2, ressaltando que eles devem ser usados com precaução. Caso seja necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, ou se a aplicação destas indicações tornar-se difícil pela complexidade do relevo, deve-se recorrer a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medida anemométrica no próprio terreno onde será implantada a edificação.

Segundo o item 5.2 da NBR 6123, o fator topográfico é determinado como de segue:

Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,00$

Taludes e morros;

Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura 3.2;

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,00$;

No ponto B (S_1 é uma função $S_1(z)$):

$$\theta \leq 3^\circ \quad \Rightarrow \quad S_1(z) = 1,00$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad \Rightarrow \quad S_1(z) = 1,00 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,00$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad \Rightarrow \quad S_1(z) = 1,00 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times 0,31 \geq 1,00$$

$3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ \Rightarrow$ interpolar linearmente.

Entre A e B (ou B e C), o fator S_1 também deve ser obtido por interpolação linear.

Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 1,00$;

Onde:

S_1 – fator topográfico;

z – altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d – diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ – inclinação média do talude ou encosta do morro.

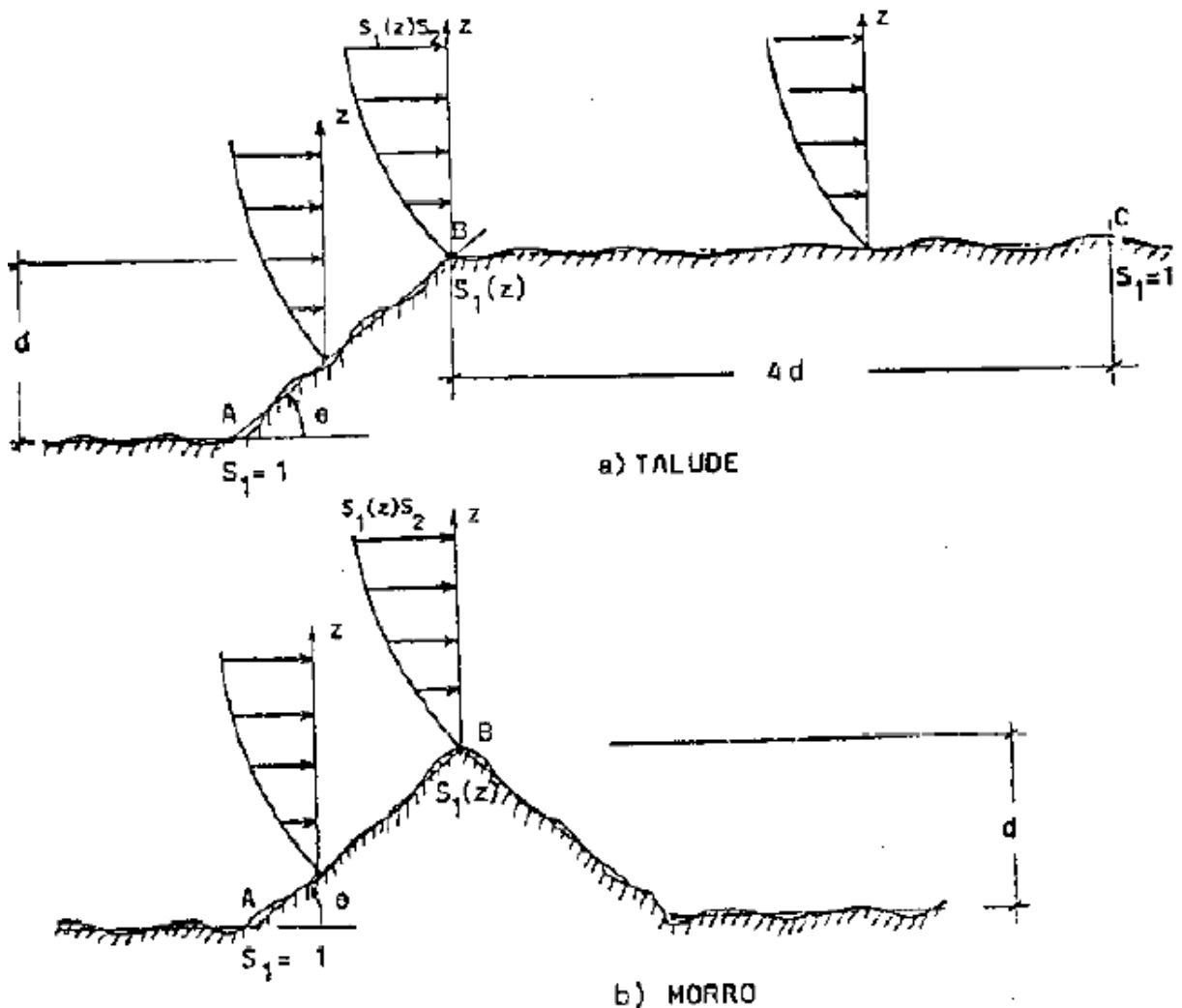


Figura 3.2 – Fator Topográfico S_1 , em taludes e morros.

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

3.1.4. Fator S_2

De acordo com a NBR 6123, o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela.

Em ventos fortes em estabilidade neutra a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade do vento. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetadas por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

3.1.4.a. Rugosidade do terreno

A NBR 6123 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias que abrangem desde superfícies lisas de grandes dimensões a terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grande, altos e pouco espaçados. A norma considera em seu item 5.5, os casos de transição de rugosidade.

Categorias de Rugosidade de Terreno

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, na direção e sentido do vento incidente.
 - mar calmo;
 - lagos e rios;
 - pântano sem vegetação.
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1 m.

- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes ou muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e escarpas.
 - granjas e casas de campo (com exceção das partes com mato);
 - fazendas com sebes e/ou muros;
 - subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3 m.

- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestais, industriais ou urbanizados.
 - zonas de parques ou bosques com muitas árvores;
 - cidades pequenas e seus arredores;
 - subúrbios densamente construídos em grandes cidades;
 - áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.
 - florestas com árvores altas de copas isoladas;
 - centros de grandes cidades;
 - complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 10 m.

3.1.4.b. Dimensões da Edificação

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio é calculado sobre qualquer intervalo de tempo. O mais curto desses intervalos é de três segundos e corresponde a rajadas capazes de envolver obstáculos com dimensão de até 20 m na direção do vento médio. Aumentando-se o intervalo de tempo para o cálculo da velocidade média, aumenta-se a distância abrangida pela rajada.

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, tais como:

- Edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- Edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

A NBR 6123 divide as edificações e suas partes em três classes, com intervalos de tempo para o cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos e dimensões máximas, vertical e horizontal, de 20, 50 e 80 metros. Nas edificações em que a maior dimensão ultrapasse 80 m, o intervalo de tempo é obtido das instruções fornecidas no anexo A da citada norma.

Classes de Edificações

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estrutura sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;
- Classe B: Toda edificação, ou parte de edificação, para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;
- Classe C: Toda edificação, ou parte de edificação, para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

3.1.4.c. Altura Sobre o Terreno

O fator S_2 pode ser obtido a partir da equação 3.4 ou através da tabela 3.1 (tabela 2 da NBR 6123), sendo permitida a interpolação linear entre os valores apresentados. Na equação 3.4, os parâmetros b , F_r e p são retirados da tabela 3.2 (tabela 1 da NBR 6123).

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3.4)$$

Onde:

b – parâmetros meteorológicos;

F_r – fator de rajada, sendo sempre o correspondente à categoria II;

p – expoente da lei potencial de variação de S_2 ;

z – altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado.

Tabela 3.1: Fator S_2 .

z (m)	Categoria								
	I			II			III		
	Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

Tabela 3.1: Fator S_2 – Continuação.

z (m)	Categoria					
	IV			V		
	Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C
≤ 5	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,16	1,14	1,12	1,07	0,11	1,04
140	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	1,34	1,34	1,34

FONTE: ABNT (NBR 6123/88)

Os parâmetros b , F_r e p são chamados de parâmetros meteorológicos e a aplicação da equação é restringida pela altura z_g , que define o contorno superior da camada atmosférica. O fator de rajada deve ser tomado sempre o correspondente à categoria II

Tabela 3.2: Parâmetros Meteorológicos.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

3.1.5. Fator estatístico S_3

O fator S_3 , baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O grau de segurança necessário é função da finalidade da edificação, que é classificada pela norma em cinco grupos dentro desses critérios. O nível de probabilidade, 63%, e a vida útil, 50 anos, adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma

estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados na tabela 3.3 (tabela 3 da NBR 6123).

Tabela 3.3 – Tabela do fator S_3 .

Grupo	Descrição	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiro e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

É possível também se obter S_3 para outros níveis de probabilidade e vida útil a partir da expressão 3.5, observando-se que os valores encontrados não podem ser inferiores aos da tabela 3.3.

$$S_3 = 0,54 \times \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (3.5)$$

Onde:

P_m – probabilidade de ocorrência;

m – período de retorno ou tempo de recorrência.

3.1.6. Coeficientes de arrasto C_a

Os coeficientes de arrasto indicados na norma NBR6123 são aplicáveis a corpos de seção constante ou fracamente variável.

Para a determinação do coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, deve-se utilizar o gráfico da figuras 3.3 (figura 4 da NBR 6123), para o caso de vento de baixa turbulência, ou o gráfico da figura 3.4 (figura 3 da NBR 6123), para vento de alta turbulência. Nestes gráficos, os coeficientes de arrasto são dados em função da relações h/l_1 e l_1/l_2 .

Onde:

h – altura da uma edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral;

l_1 – largura: dimensão horizontal de uma edificação perpendicular à direção do vento. Dimensão de referência na superfície frontal de uma edificação;

l_2 – profundidade: dimensão de uma edificação na direção do vento.

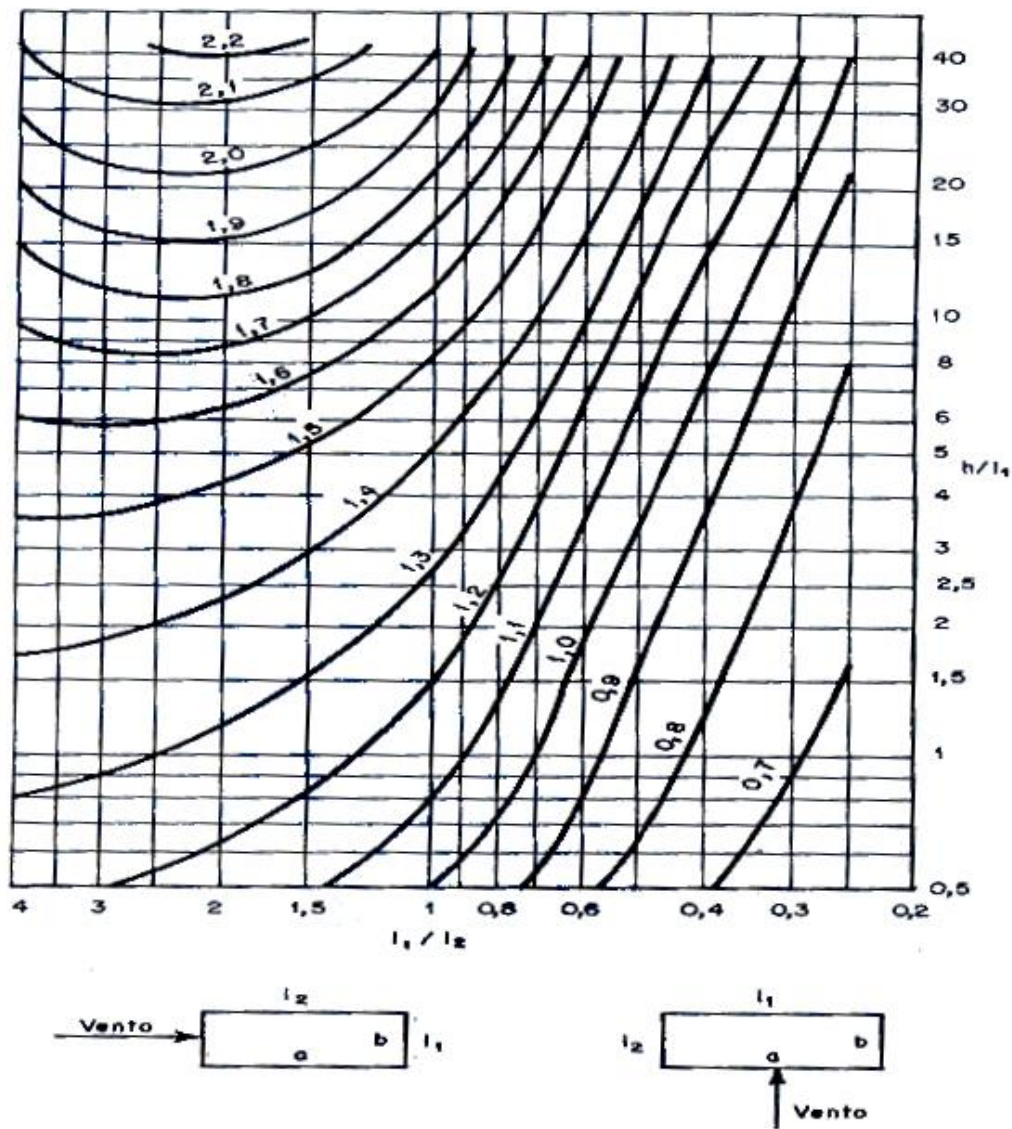


Figura 3.3 – Coeficiente de Arrasto C_a , para edificações paralelepédicas em ventos de baixa turbulência.

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

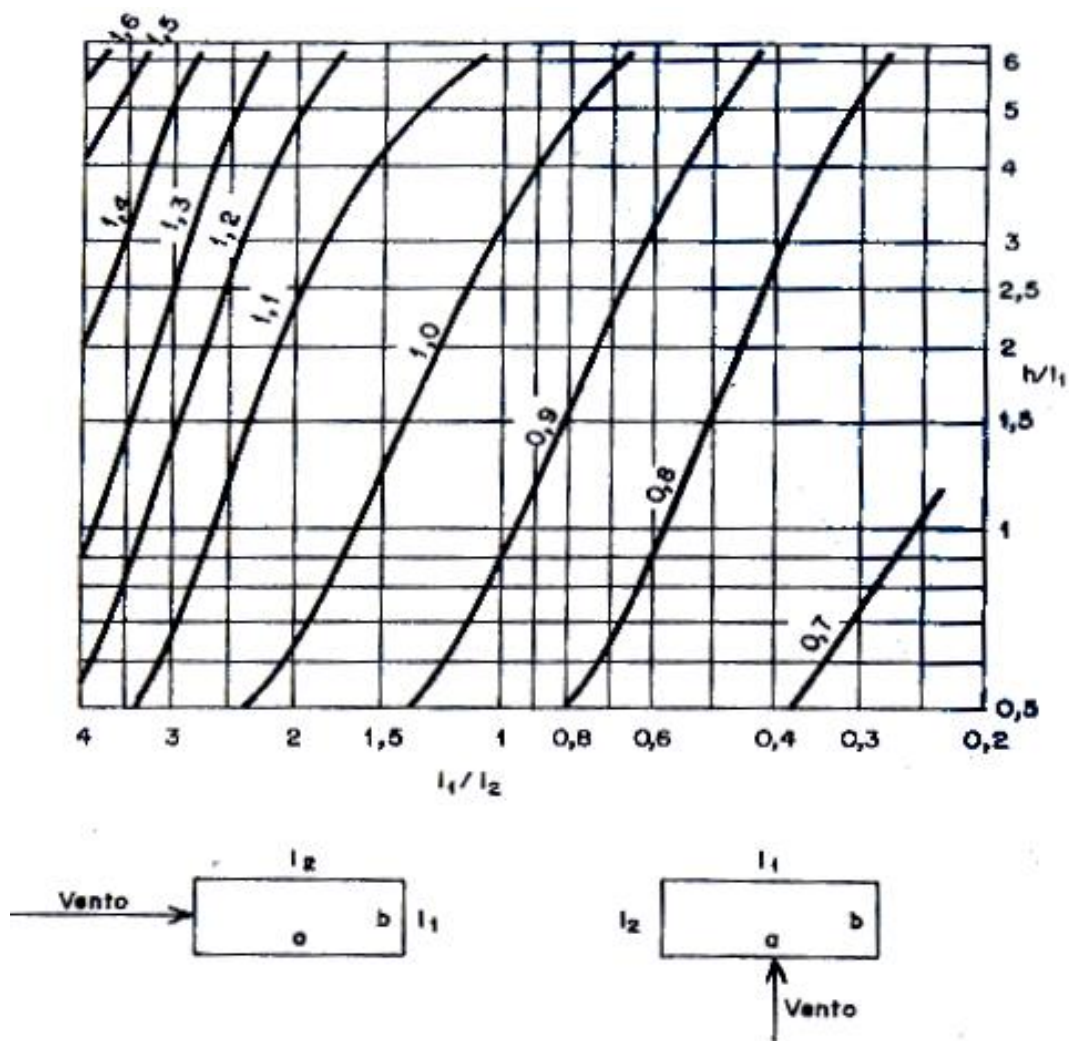


Figura 3.4 – Coeficiente de Arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em ventos de alta turbulência.

FONTE: ABNT (NBR 6123/88).

Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distancia mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

3.2. NBR 6118 (2003) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

Para a determinação das ações de cálculo nas lajes, vigas e pilares foi utilizado a Norma NBR 6118, que está descrita a seguir:

3.2.1. Ações a considerar

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. As ações são classificadas conforme a NBR 8681(2003) em permanente, variáveis e excepcionais.

3.2.2. Classificação das ações

As ações a considerar classificam-se de acordo com a NBR 8681 em: permanentes, variáveis e excepcionais.

Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

3.2.3. Ações permanentes

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis a segurança.

3.2.4. Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes.

3.2.5. Peso próprio

Nas construções correntes admite-se que o peso próprio da estrutura seja avaliado conforme descrito a seguir: Massa específica

Esta Norma se aplica a concretos de massa específica normal que são aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica (ρ_c) compreendida entre 2 000 kg/m³ e 2 800 kg/m³.

Em não se conhecendo a massa específica real, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2 400 kg/m³ e para o concreto armado 2 500 kg/m³.

Quando se conhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado, aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³.

3.2.6. Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes

As massas específicas dos materiais de construção correntes podem ser avaliadas com base nos valores indicados na NBR 6120.

Os pesos das instalações permanentes são considerados com os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores

3.2.7. Ações variáveis

3.2.7.a. Ações variáveis diretas

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo-se respeitar as prescrições feitas por normas brasileiras específicas.

3.2.7.b. Cargas acidentais previstas para o uso da construção

As cargas acidentais devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por normas brasileiras específicas e correspondem normalmente a:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenagem ou aceleração;
- força centrífuga.

Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por normas específicas brasileiras.

3.2.7.c. Ação do vento

Os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123 permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em normas brasileiras específicas.

4. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício escolhido para a análise, situado na área central da cidade de Belo Horizonte, MG, é composto de 8 pavimentos com 2 apartamentos por andar totalizando 16 unidades residenciais. Cada unidade habitacional possui aproximadamente 130 m², que somados as áreas de circulação e escadas totalizam 288m² por pavimento. O pé-direito é igual a 2,70m, com altura total do prédio igual a 21,60m.

Para enfatizar a proposta do trabalho, análise dos efeitos de vento na análise estrutural, serão desconsiderados os áticos, caixas d'água e as garagens do subsolo.

Conforme mostrado na figura 4.1, o edifício possui uma geometria retangular, com 32 m de fachada frontal e 9 m de fachada lateral, geometria que concentra os maiores esforços na direção perpendicular a maior fachada.

O projeto arquitetônico e a fôrma do pavimento tipo mostrados serão anexados ao trabalho para melhor visualização.

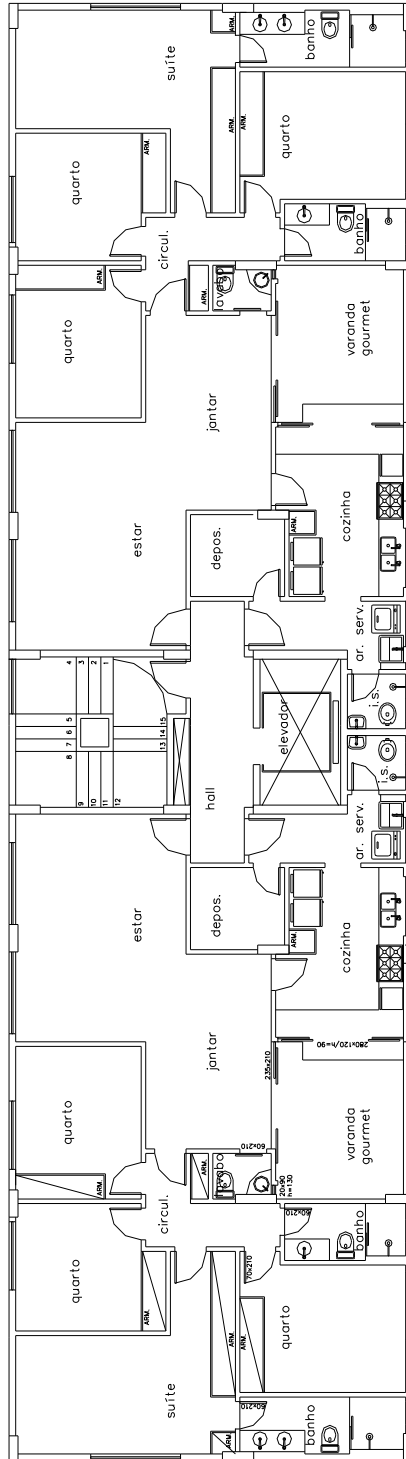


Figura 4.1: arquitetura do pavimento tipo

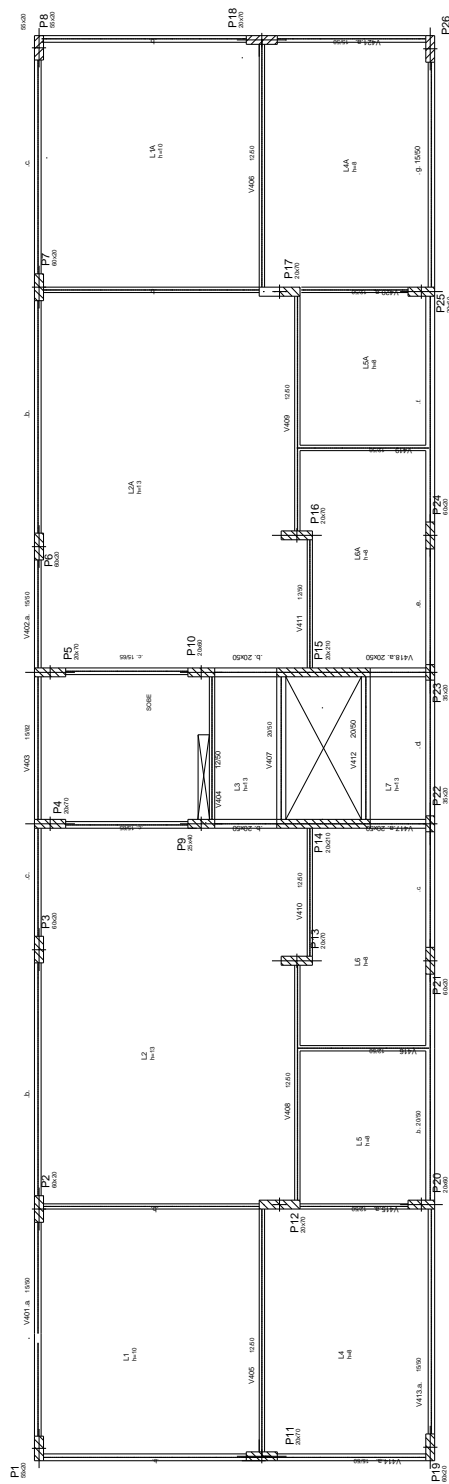


Figura 4.2: fôrma do pavimento tipo

5. CÁLCULO MANUAL

5.1. Determinação dos Carregamentos devido ao vento

5.1.1. Coeficiente de arrasto

Direção X

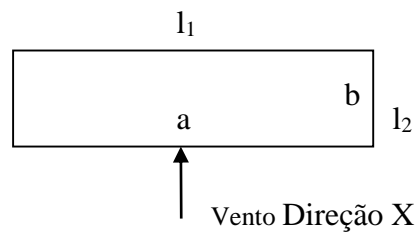
$$h = 21,60 \text{ m}$$

$$l_1 = 32,00 \text{ m}$$

$$l_2 = 9,00 \text{ m}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{32,00 \text{ m}}{9,00 \text{ m}} = 3,56$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{21,60 \text{ m}}{32,00 \text{ m}} = 0,675$$



Edifício em vento de baixa turbulência:

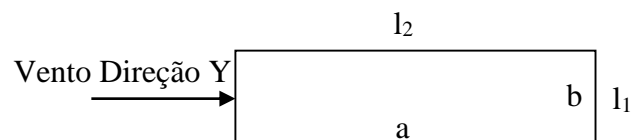
$$C_{a,x} = 1,28$$

Edifício em vento de alta turbulência:

$$C_{a,x} = 1,19$$

Direção Y

$$h = 21,60 \text{ m}$$



$$l_1 = 9,00 \text{ m}$$

$$l_2 = 32,00 \text{ m}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{9,00 \text{ m}}{32,00 \text{ m}} = 0,28$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{21,60 \text{ m}}{9,00 \text{ m}} = 2,4$$

Edifício em vento de baixa turbulência:

$$C_{a,y} = 0,77$$

Edifício em vento de alta turbulência:

$$C_{a,y} = 0,76$$

Para o cálculo das forças de arrasto nas direções X e Y, serão usados as médias dos coeficientes para vento de baixa e alta turbulência. Desta forma:

$$C_{a,x} = 1,235$$

$$C_{a,y} = 0,765$$

5.1.2. Velocidade Básica do Vento V_0

A velocidade básica do vento, determinada a partir da figura 3.1 – Mapa de Isopletas –, para a região de Belo Horizonte a ser utilizada no cálculo é de 33 m/s .

5.1.3. Fator Topográfico S_1

A topografia da região onde será implantada a edificação pode ser considerada como terreno fracamente acidentado o valor de S_1 deve ser tomado como sendo igual a 1,0. Na pior

das hipóteses, levando em consideração a declividade do terreno exposta na figura 2.2, a topografia pode ser enquadrada na situação em que $\theta \leq 3^\circ$ e a função $S_1(z)$ também é igual a 1,0.

5.1.4. Fator S_2

Para a determinação do fator S_2 que leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação será utilizada a equação 3.4, respeitando os valores considerados constantes até 10 m de altura na Categoria V.

A rugosidade do terreno é classificada com de categoria V, por se localizar em região central de grande cidade, onde o terreno é coberto por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

A edificação, segundo suas dimensões, é classificada como de Classe B, onde a maior dimensão horizontal e vertical da superfície frontal está entre 20 m e 50 m.

Os parâmetro b , F_r e p , fornecidos pela tabela 3.2, são:

$$b = 0,73$$

$$F_r = 0,98$$

$$p = 0,16$$

Assim:

$$S_2(z) = 0,73 \times 0,98 \times \left(\frac{z}{10}\right)^{0,16}$$

$$S_2(z) = 0,495 \times z^{0,16}$$

5.1.5. Fator Estatístico S_3

A edificação é classificada como de Grupo 2, edificações para hotéis, residências, comércio e indústria com alto fator de ocupação, e o fator S_3 , determinado a partir da tabela 3.3, é igual a 1,00.

5.1.6. Velocidade Característica V_k

A velocidade característica é a velocidade utilizada no cálculo e seu valor é função de V_0 , S_1 , S_2 e S_3 .

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0, \text{ em } m/s$$

$$V_k = 1,0 \times (0,495 \times z^{0,16}) \times 1,0 \times 33$$

$$V_k = 16,333 \times z^{0,16}$$

5.1.7. Pressão Dinâmica do Vento

A pressão dinâmica do vento é calculada utilizando-se a equação 3.2.

$$q = 0,613 \times V_k^2, \text{ em } N/m^2$$

$$q = 0,613 \times (16,333 \times z^{0,16})^2$$

$$q = 163,53 \times z^{0,32}$$

5.1.8. Força de arrasto

A força de arrasto será calculada para cada pavimento e para cada situação de projeto, vento na direção X e Y, e seu valor determinado pela equação 3.1.

A área considerada no cálculo da força de arrasto é a área da fachada de cada pavimento perpendicular à direção do vento considerado, ou seja, largura da fachada vezes a altura do pavimento, pé-direito. Assim:

Vento direção X

$$A_x = a \times h_{pd}$$

$$A_x = 32,00m \times 2,70m$$

$$A_x = 86,40 m^2$$

Vento direção Y

$$A_y = b \times h_{pd}$$

$$A_y = 9,00m \times 2,70m$$

$$A_y = 24,30 m^2$$

O cálculo da força de arrasto esta apresentado na tabela 5.1.

Tabela 5.1: Cálculo da Força de Arrasto.

Pavimento	Cota z (m)	Fator S2	Veloc. Característica Vk (m/s)	Pressão Dinâmica q (N/m ²)	Força de Arrasto	
					Ca,x = 1,235	Ca,y = 0,765
					Fa,x (kN)	Fa,y (kN)
1	2,70	0,720	23,76	346,06	36,93	6,43
2	5,40	0,720	23,76	346,06	36,93	6,43
3	8,10	0,720	23,76	346,06	36,93	6,43
4	10,80	0,724	23,90	350,17	37,36	6,51
5	13,50	0,751	24,77	376,09	40,13	6,99

6	16,20	0,773	25,50	398,69	42,54	7,41
7	18,90	0,792	26,14	418,85	44,69	7,79
8	21,60	0,809	26,70	437,13	46,64	8,13

Na figura 5.1 está representado esquematicamente o resumo do carregamento, aplicado à estrutura, da força de arrasto para o vento que sopra na direção X, calculada acima.

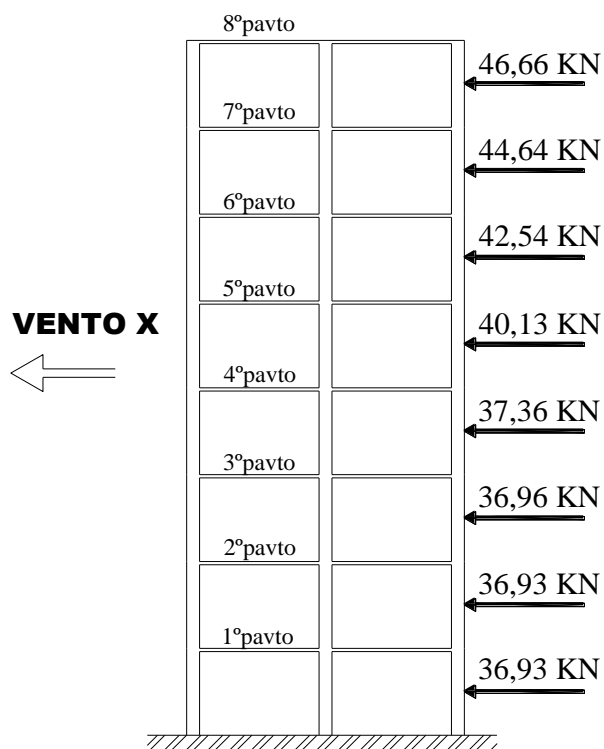


Figura 5.1 – Resumo Esquemático de Cargas para Vento Direção X.

Na figura 5.2, está representado esquematicamente o resumo do carregamento, aplicado à estrutura, da força de arrasto para o vento que sopra na direção Y, calculada acima.



Figura 5.2 – Resumo Esquemático de Cargas para Vento Direção Y.

Os valores das forças de arrasto devem ser consideradas aplicadas em cada nível de laje da estrutura, pois as lajes possuem, para aplicação de ações em seu plano, rigidez “infinita”, exercendo assim, a função de um diafragma rígido, ou seja, ela traz uma equidade dos deslocamentos de todos os pontos em seu nível não permitindo o deslocamento relativo entre eles. Estes valores foram calculados considerando-se a metade da força aplicada na laje superior e a outra metade na laje inferior, exceto da carga aplicada no primeiro pavimento que foi transferida somente para a laje superior.

Desta forma, o carregamento aplicado à estrutura passa a ser da forma como apresentada nas figuras 5.3 e 5.4, para ventos na direção X e Y, respectivamente.

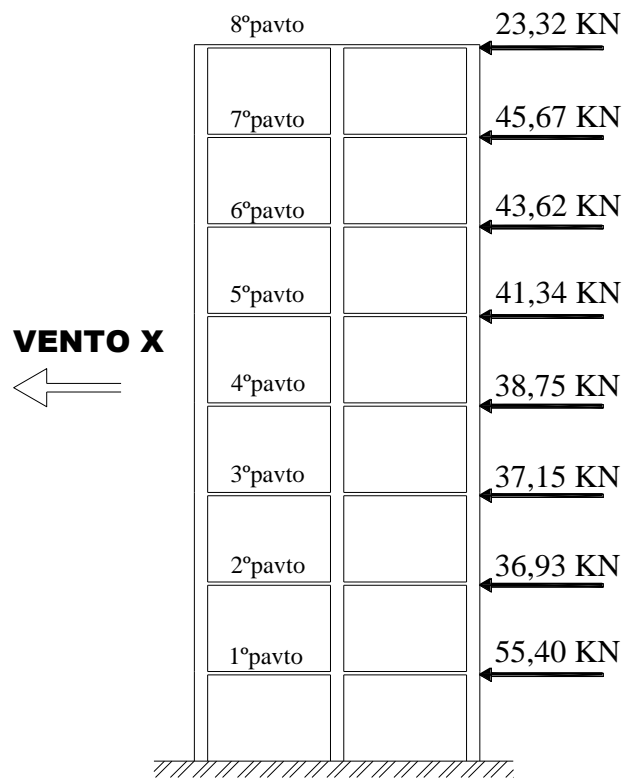


Figura 5.3 – Resumo Esquemático de Cargas no nível das lajes para Vento – Direção X.

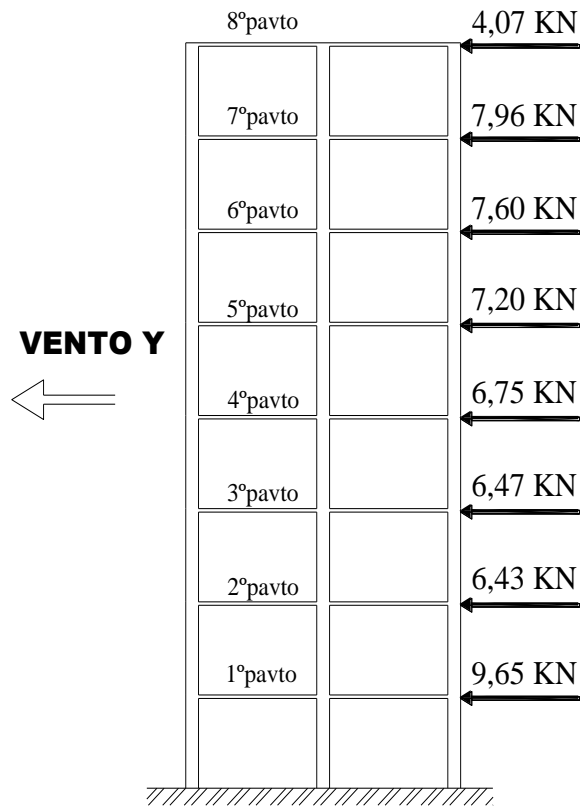


Figura 5.4 – Resumo Esquemático de Cargas no nível das lajes para Vento – Direção Y.

5.2. Cálculo dos carregamentos verticais

5.2.1. Reações das lajes

As lajes calculadas são referentes ao pavimento tipo conforme forma mostra a figura 5.5 abaixo:

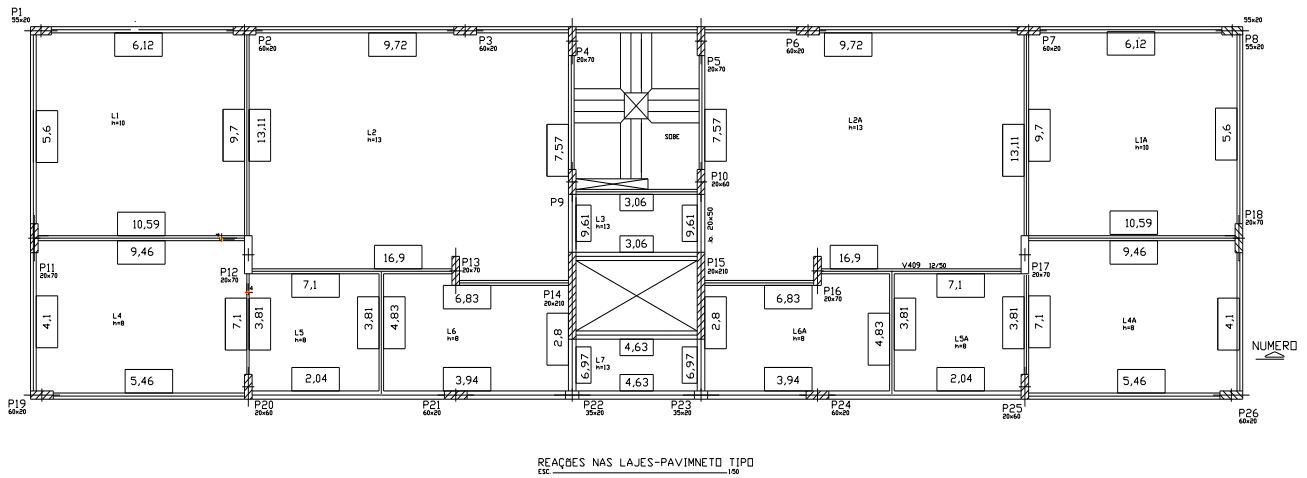


Figura 5.5- Lajes do pavimento tipo.

Considerações

Cálculo das reações nas lajes

Concreto = 25 kN/m^3

Alvenaria = 13 kN/m^3

Unidades utilizadas = m (metro) e kN

Laje 1

Carregamento

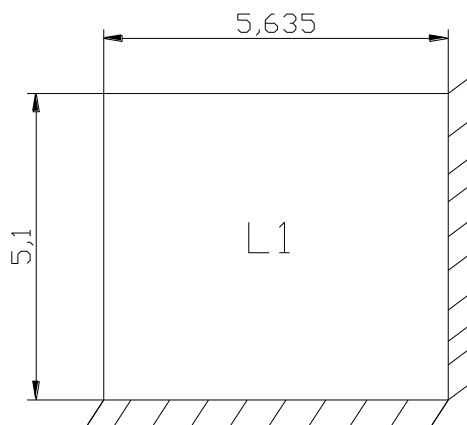
$$\text{Peso próprio} = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = [(3,45 + 1,75 + 2,10 + 0,95) \times 2,70 \times 0,10 \times 13] / 5,635 \times 5,1 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 6,0 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 5,1 \text{ m}$$

$$b = 5,635 \text{ m}$$

$$b/a = 1,10 = 1,10 \text{ Tabela}$$

$$r^{\prime}a = 0,183$$

$$r^{\prime\prime}a = 0,317$$

$$r^{\prime}b = 0,200$$

$$r''b = 0,346'$$

$$R = r.p.a$$

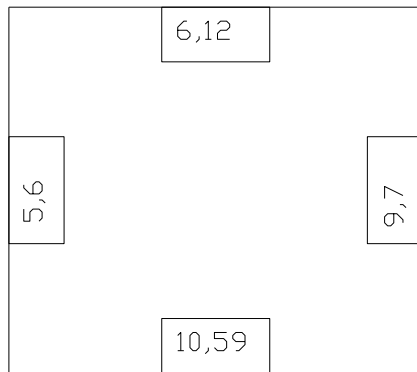
$$R'a = 0,183 \times 6,0 \times 5,1 = 5,6 \text{ kN/m}$$

$$R''a = 0,317 \times 6,0 \times 5,1 = 9,7 \text{ kN/m}$$

$$R'b = 0,20 \times 6,0 \times 5,1 = 6,12 \text{ kN/m}$$

$$R''b = 0,346 \times 6,0 \times 5,1 = 10,59 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 1:



Laje 2

Carregamento

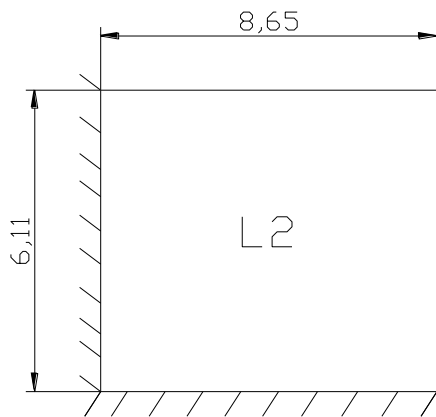
$$\text{Peso próprio} = 0,13 \times 25 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = [(15,3) \times 2,70 \times 0,10 \times 13] / 8,65 \times 6,11 = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 6,77 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 6,11 \text{ m}$$

$$b = 8,65 \text{ m}$$

$$b/a = 1,4 \text{ Tabela}$$

$$r'a = 0,183$$

$$r''a = 0,317$$

$$r'b = 0,235$$

$$r''b = 0,408$$

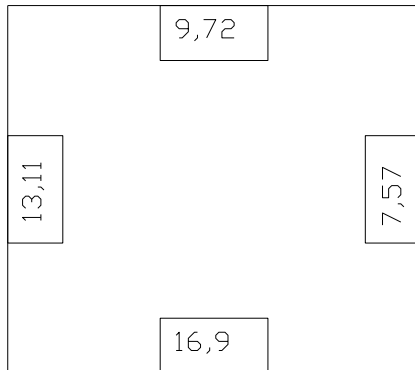
$$R'a = 0,183 \times 6,77 \times 6,11 = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$R''a = 0,317 \times 6,77 \times 6,11 = 13,11 \text{ kN/m}$$

$$R'b = 0,235 \times 6,77 \times 6,11 = 9,72 \text{ kN/m}$$

$$R''b = 0,408 \times 6,77 \times 6,11 = 16,9 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 2:



Laje 3

Carregamento

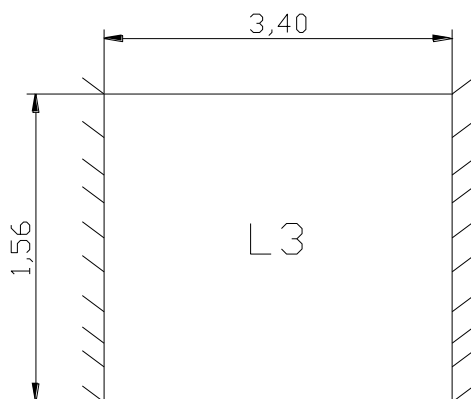
$$\text{Peso próprio} = 0,13 \times 25 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = 0$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 6,25 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 3,40 \text{ m}$$

$$b = 1,56 \text{ m}$$

$$b/a = 0,5 \text{ Tabela}$$

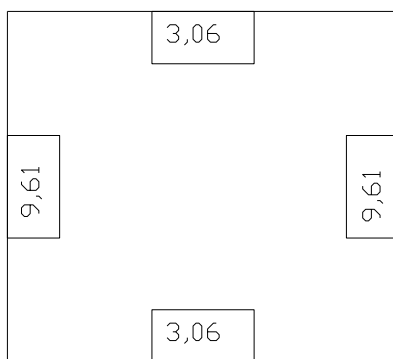
$$r_a = 0,144$$

$$r_b = 0,217$$

$$R_a = 0,144 \times 6,25 \times 3,40 = 3,06 \text{ kN/m}$$

$$R_b = 0,217 \times 6,25 \times 3,40 = 9,61 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 3:



Laje 4

Carregamento

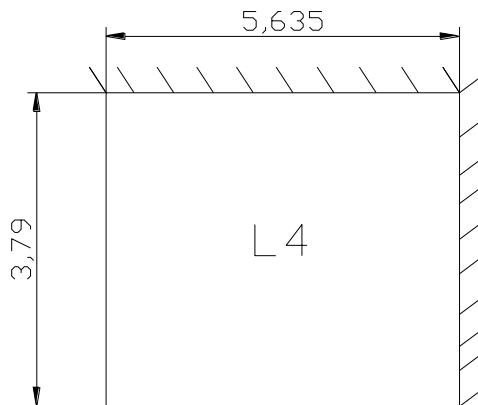
$$\text{Peso próprio} = 0,08 \times 25 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = [(3,68 + 2,8 + 1,35 + 0,9) \times 2,70 \times 0,10 \times 13] / 5,635 \times 3,79 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 5,9 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 3,79 \text{ m}$$

$$b = 5,635 \text{ m}$$

$$b/a = 1,5 \text{ Tabela}$$

$$r^{\prime}a = 0,183$$

$$r^{\prime\prime}a = 0,317$$

$$r^{\prime}b = 0,244$$

$$r^{\prime\prime}b = 0,423$$

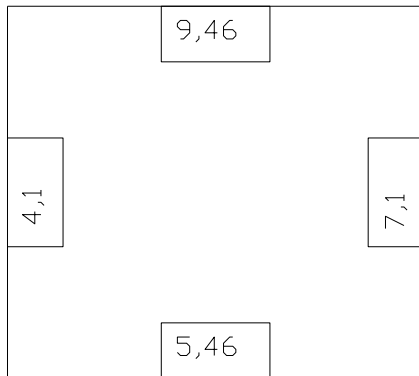
$$R^{\prime}a = 0,183 \times 5,9 \times 3,79 = 4,1 \text{ kN/m}$$

$$R^{\prime\prime}a = 0,317 \times 5,9 \times 3,79 = 7,1 \text{ kN/m}$$

$$R^{\prime}b = 0,244 \times 5,9 \times 3,79 = 5,46 \text{ kN/m}$$

$$R^{\prime\prime}b = 0,423 \times 5,9 \times 3,79 = 9,46 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 4:



Laje 5

Carregamento

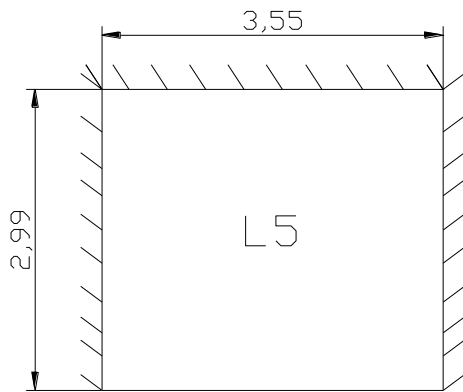
$$\text{Peso próprio} = 0,08 \times 25 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 4,0 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 3,55 \text{ m}$$

$$b = 2,99 \text{ m}$$

$$b/a = 0,85 \text{ Tabela}$$

$$r'a = 0,144$$

$$r''a = 0,250$$

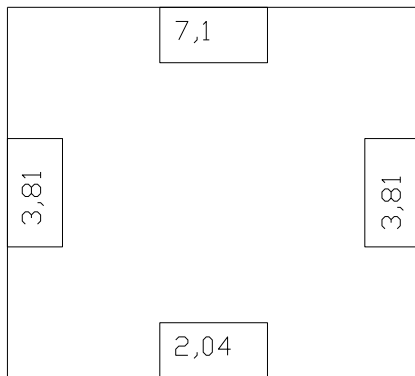
$$rb = 0,258$$

$$R'a = 0,144 \times 4,0 \times 3,55 = 2,04 \text{ kN/m}$$

$$R''a = 0,250 \times 4,0 \times 3,55 = 7,1 \text{ kN/m}$$

$$Rb = 0,258 \times 5,9 \times 3,55 = 3,81 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 5:



Laje 6

Carregamento

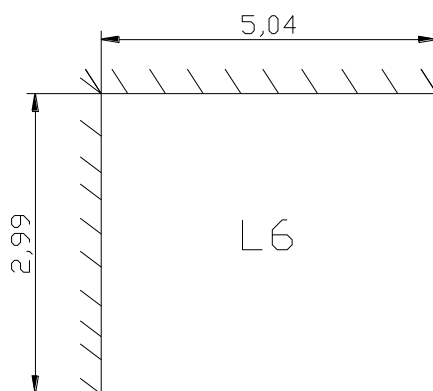
$$\text{Peso próprio} = 0,08 \times 25 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Alvenaria} = [(2,54) \times 2,70 \times 0,10 \times 13] / 2,99 \times 5,04 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma = 5,1 \text{ kN/m}^2$$



$$a = 2,99 \text{ m}$$

$$b = 5,04 \text{ m}$$

$$b/a = 1,7 \text{ Tabela}$$

$$r'a = 0,183$$

$$r``a = 0,317$$

$$r'b = 0,258$$

$$r``b = 0,448$$

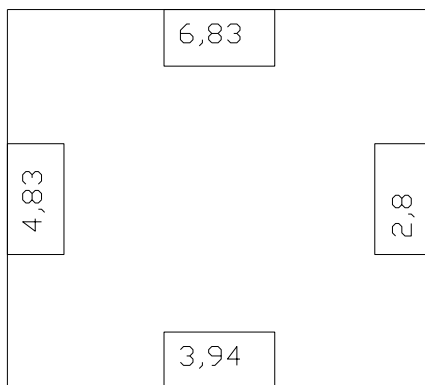
$$R'a = 0,183 \times 5,1 \times 2,99 = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$R``a = 0,317 \times 5,1 \times 2,99 = 4,83 \text{ kN/m}$$

$$R'b = 0,258 \times 5,1 \times 2,99 = 3,94 \text{ kN/m}$$

$$R``b = 0,448 \times 5,1 \times 2,99 = 6,83 \text{ kN/m}$$

Resumo das reações da laje 6:



Laje 7

Carregamento

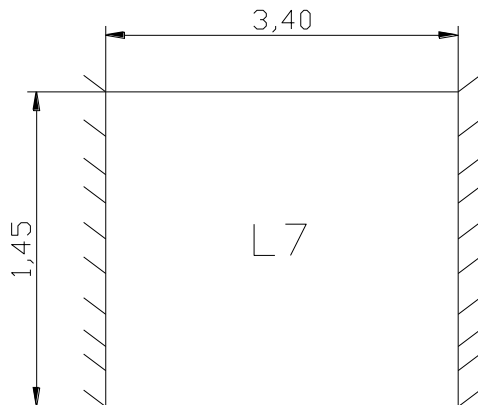
$$\text{Peso próprio} = 0,13 \times 25 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga = 2,0 kN/m²

Alvenaria = [(4,5) x 2,70 x 0,10 x 13] / 1,45 x 3,40 = 3,2 kN/m²

Revestimento = 1,0 kN/m²

$\Sigma = 9,45 \text{ kN/m}^2$



a = 3,40 m

b = 1,45 m

b/a = 0,5 Tabela

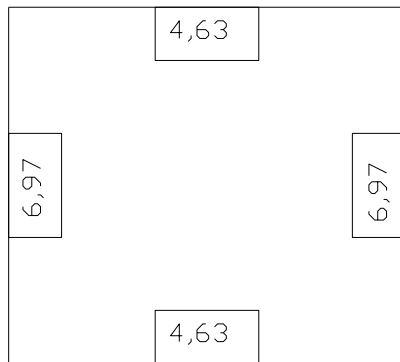
ra = 0,144

rb = 0,217

Ra = 0,144 x 9,45 x 3,4 = 4,63 kN/m

Rb = 0,217 x 9,45 x 3,4 = 6,97 kN/m

Resumo das reações da laje 7:



5.2.2. Carregamentos nas vigas e pilares

A seguir serão descritos os cálculos realizados para a obtenção das cargas nas vigas e pilares. Os desenhos das vigas (apoios) são esquemáticos para a consideração das cargas e dos vãos.

As reações de apoio foram calculadas no programa Ftool, considerando a variação da rigidez dos pilares.

Viga 401 – 15 x 50 = Viga 402

$$\text{Peso Próprio} = 0,15 \times 0,50 \times 1,0 \times 25 = 1,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,15 \times 2,60 \times 1,0 \times 13 = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 1} = 6,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 2} = 9,72 \text{ kN/m}$$

$$q_a = 13,07 \text{ kN/m}$$

$$q_b = 16,67 \text{ kN/m}$$

$$q_c = 16,67 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

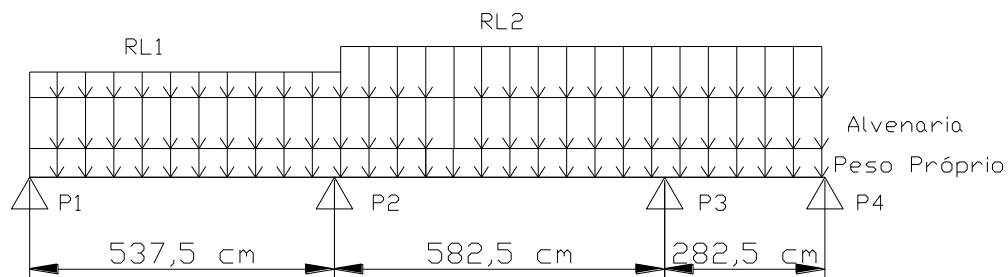
$$P_1 = 28,80 \text{ kN}$$

$$P_2 = 91,80 \text{ kN}$$

$$P_3 = 76,00 \text{ kN}$$

$$P_4 = -1,80 \text{ kN}$$

VIGA 401



Viga 403 – 15 x 82

$$\text{Peso Próprio} = 0,15 \times 0,82 \times 1,0 \times 25 = 3,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,15 \times 2,70 \times 1,0 \times 13 = 5,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Escada} = 6,16 \text{ kN/m}$$

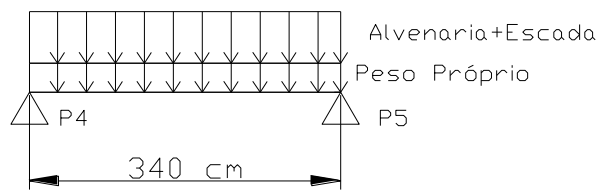
$$q_a = 14,51 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_4 = 24,70 \text{ kN}$$

$$P_5 = 24,70 \text{ kN}$$

VIGA 403



Viga 404 – 12 x 50

$$\text{Peso Próprio} = 0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,10 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 3,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 3} = 3,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Escada} = 6,16 \text{ kN/m}$$

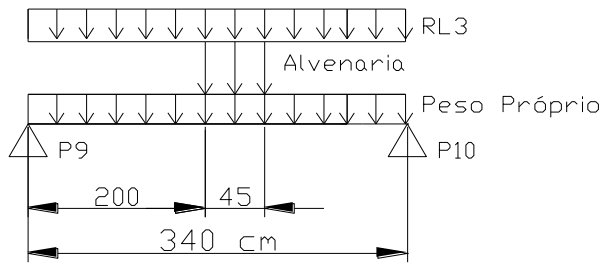
$$q_a = 14,06 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_9 = 13,50 \text{ kN}$$

$$P_{10} = 13,50 \text{ kN}$$

VIGA 404



Viga 405 – 12 x 50 = Viga 406

Peso Próprio = $0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$

Alvenaria = $0,10 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 3,34 \text{ kN/m}$

Reação da laje 1 = 10,59 kN/m

Reação da laje 4 = 9,46 kN/m

Escada = 6,16 kN/m

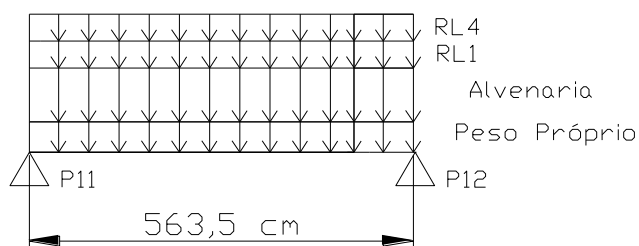
$q_a = 24,89 \text{ kN/m}$

Reações nos pilares

$P_{11} = 70,2 \text{ kN}$

$P_{12} = 70,6 \text{ kN}$

VIGA 405



Viga 407 – 20 x 50

$$\text{Peso Próprio} = 0,2 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,15 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 5,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 3} = 3,06 \text{ kN/m}$$

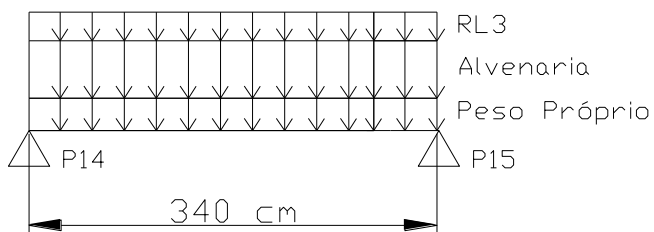
$$q_a = 10,57 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_{14} = 10,20 \text{ kN}$$

$$P_{15} = 10,20 \text{ kN}$$

VIGA 407



Viga 408 – 12 x 50 = Viga 409

$$\text{Peso Próprio} = 0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,10 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 3,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 2} = 16,90 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 5} = 7,10 \text{ kN/m}$$

Reação da laje 6 = 6,83 kN/m

V416 = 15,20 kN/m

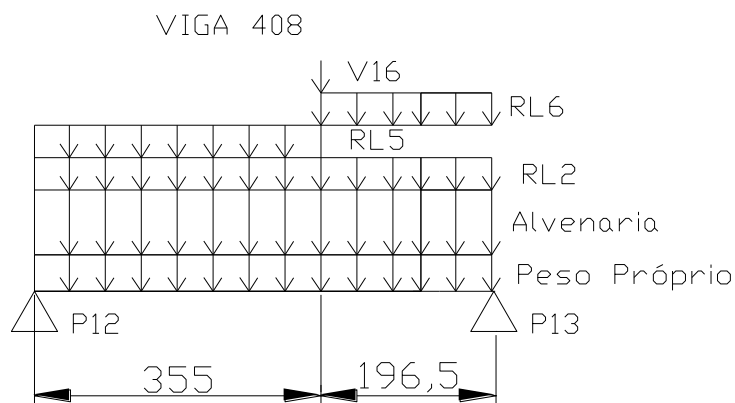
$q_a = 28,84$ kN/m

$q_b = 28,57$ kN/m

Reações nos pilares

$P_{12} = 83,20$ kN

$P_{13} = 89,00$ kN



Viga 410 – 12 x 50 = Viga 411

Peso Próprio = $0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50$ kN/m

Alvenaria = $0,10 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 3,34$ kN/m

Reação da laje 2 = 16,90 kN/m

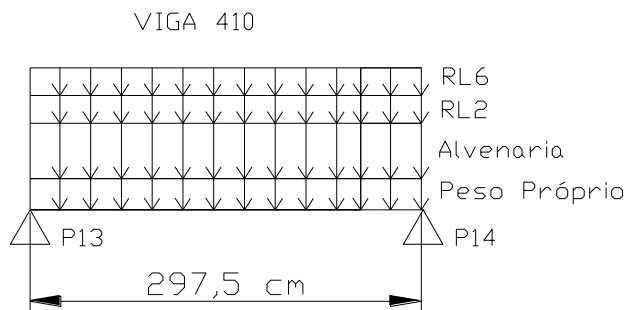
Reação da laje 6 = 6,83 kN/m

$$q_a = 28,57 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_{13} = 43,00 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 44,82 \text{ kN}$$



Viga 412 – 20 x 50

$$\text{Peso Próprio} = 0,2 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,15 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 5,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje 7} = 4,63 \text{ kN/m}$$

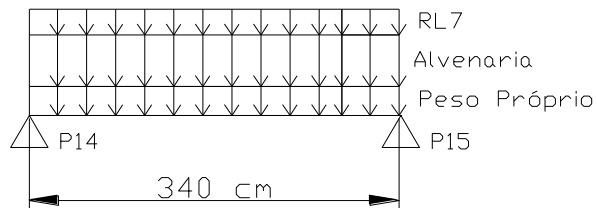
$$q_a = 12,14 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_{14} = 11,70 \text{ kN}$$

$$P_{15} = 11,70 \text{ kN}$$

VIGA 412



Viga 413 – Variável

Peso Próprio

Vãos a e g

$$\text{Peso Próprio} = 0,15 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,88 \text{ kN/m}$$

Vãos b,c,d, e, f.

$$\text{Peso Próprio} = 0,2 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}$$

Alvenaria

$$\text{Vão a} = 0,15 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 5,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão b} = 0,20 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 6,81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão c} = 0,15 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 5,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão d} = 0,15 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 5,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão e} = 0,20 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 6,81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão f} = 0,20 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 6,81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vão g} = 0,15 \times 2,62 \times 1,0 \times 13 = 5,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje4} = 5,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje5} = 2,04 \text{ kN/m}$$

Reação da laje6 = 3,94 kN/m

Reação da laje7 = 4,63 kN/m

Viga 416 = 15,20 kN/m

$q_a = 12,45 \text{ kN/m}$

$q_{b1} = 4,54 \text{ kN/m}$

$q_{b2} = 13,25 \text{ kN/m}$

$q_c = 11,55 \text{ kN/m}$

$q_{b2} = 12,24 \text{ kN/m}$

Reações nos pilares

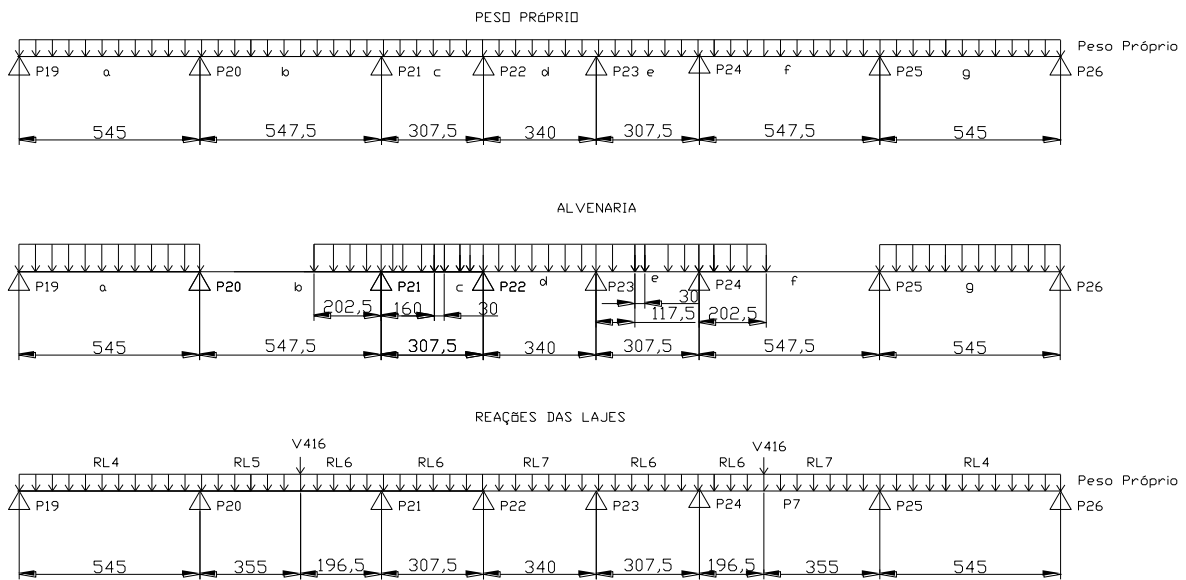
$P_{19} = P_{26} = 30,8 \text{ kN}$

$P_{20} = P_{25} = 30,8 \text{ kN}$

$P_{21} = P_{24} = 30,8 \text{ kN}$

$P_{22} = P_{23} = 30,8 \text{ kN}$

VIGA 413



Viga 414 – 15 x 50 = Viga 421

$$\text{Peso Próprio} = 0,15 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,15 \times 2,60 \times 1,0 \times 13 = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje1} = 5,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje4} = 4,10 \text{ kN/m}$$

$$q_a = 11,05 \text{ kN/m}$$

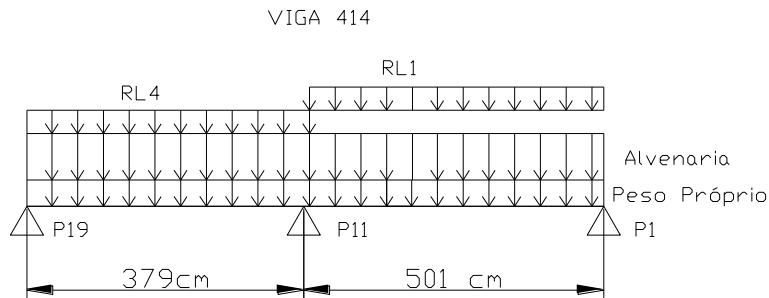
$$q_b = 12,55 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_{19} = 11,70 \text{ kN}$$

$$P_{11} = 11,70 \text{ kN}$$

$$P_1 = 33,10 \text{ kN}$$



Viga 415 – 12 x 50 = Viga 420

$$\text{Peso Próprio} = 0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 0,10 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 3,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje1} = 9,70 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje2} = 13,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje4} = 7,10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje5} = 3,81 \text{ kN/m}$$

$$q_a = 15,75 \text{ kN/m}$$

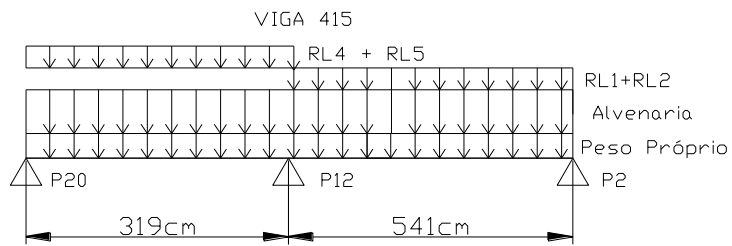
$$q_b = 27,65 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

$$P_{20} = 9,10 \text{ kN}$$

$$P_{12} = 110,30 \text{ kN}$$

$$P_2 = 80,40 \text{ kN}$$



Viga 416 – 12 x 50 = Viga 419

Peso Próprio = $0,12 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$

Alvenaria = 0

Reação da laje5 = $3,81 \text{ kN/m}$

Reação da laje6 = $4,83 \text{ kN/m}$

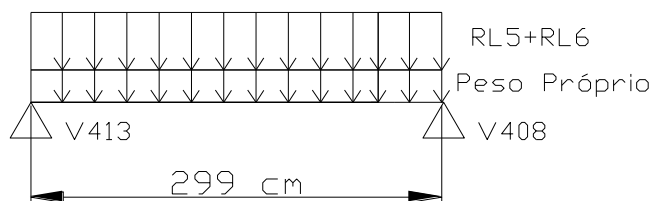
$q_a = 10,14 \text{ kN/m}$

Reações nos pilares

$V_{413} = 15,20 \text{ kN}$

$V_{408} = 15,20 \text{ kN}$

VIGA 416



Viga 417 – Variável = Viga 418

Peso Próprio

Vãos a e b

$$\text{Peso Próprio} = 0,20 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}$$

Vãos c

$$\text{Peso Próprio} = 0,15 \times 0,65 \times 1,0 \times 25 = 2,44 \text{ kN/m}$$

Alvenaria

$$\text{Vão a} = 0$$

$$\text{Vão b} = 0$$

$$\text{Vão c} = 0,15 \times 2,57 \times 1,0 \times 13 = 5,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje2} = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje3} = 9,61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje6} = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da laje7} = 6,97 \text{ kN/m}$$

$$q_a = 12,27 \text{ kN/m}$$

$$q_b = 19,68 \text{ kN/m}$$

$$q_c = 21,24 \text{ kN/m}$$

Reações nos pilares

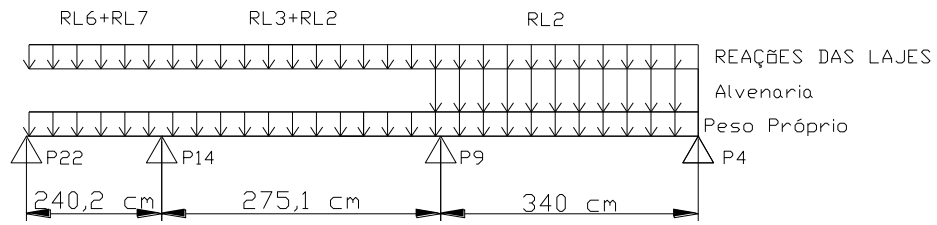
$$P_{22} = 13,00 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 40,60 \text{ kN}$$

$$P_9 = 64,30 \text{ kN}$$

$$P_4 = 37,80 \text{ kN}$$

VIGA 417



5.3. Definição dos pórticos

5.3.1. Definição dos pórticos

Os pórticos foram definidos e denominados conforme mostra a figura 5.6

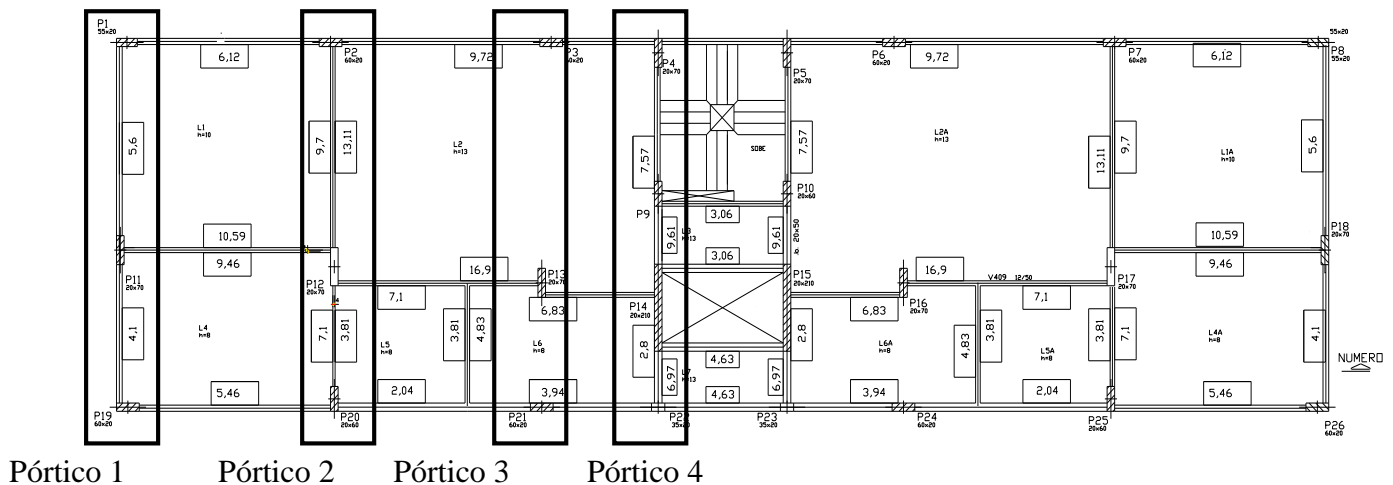


Figura 5.6 – Definição dos pórticos

5.3.2. Ações devidas ao vento em cada pórtico

As ações devidas ao vento serão determinadas apenas para a direção em que edifício possui a menor inércia e seus valores mais significativos, ou seja, a situação mais desfavorável.

A análise da influência da ação do vento na estrutura do edifício será verificada apenas na direção X, ou seja, na direção em que o vento sopra na fachada de maior dimensão, pois nota-se que, nesta direção, o edifício possui uma menor inércia e as forças calculadas são de maior intensidade do que às calculadas para a outra direção, o que representaria maiores preocupações quanto a influencia do vento nos esforços solicitantes em sua estrutura.

Para a determinação da parcela de carga, devida à atuação do vento, a ser atribuída a cada pórtico foram calculadas considerando-se a rigidez dos mesmos. Os carregamentos são

distribuídos proporcionalmente à rigidez de cada pórtico, pois, como a laje exerce a função de um diafragma rígido, haverá uma compatibilização dos deslocamentos dos nós em seu nível.

Além disso, a consideração da simetria da estrutura porticada simplifica a determinação dos deslocamentos, uma vez que a linha o centro de torção da estrutura coincide com a linha de ação da aplicação da carga do vento.

As rigidezes dos pórticos são determinadas a partir da consideração da rigidez equivalente à de uma viga de mesma altura e com a aplicação do mesmo carregamento, como mostrado na figura 5.7.

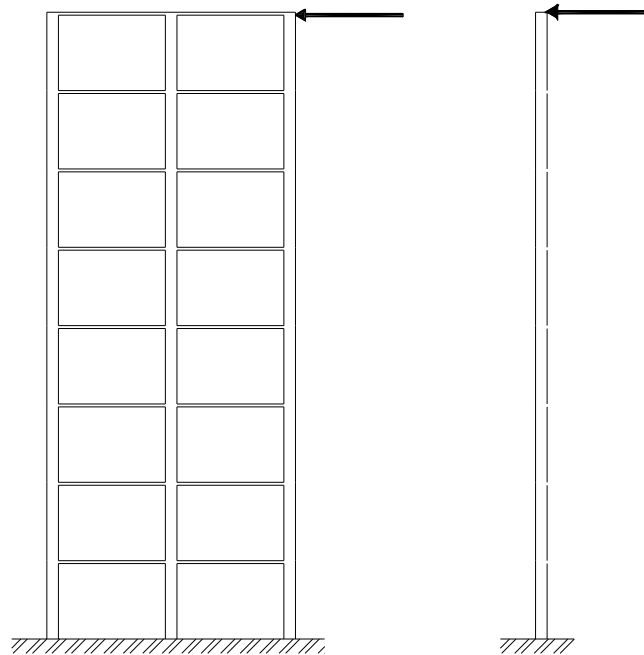


Figura 5.7: Determinação da Rigidez dos Pórticos.

Da Resistência dos Materiais, fundadas na Teoria de Euler, para vigas engastadas e carga concentrada na extremidade, o deslocamento máximo é dado pela equação 5.1:

$$v_{MÁX} = \frac{PL^3}{3EI} \quad (5.1)$$

Onde:

$v_{MÁX}$ – deslocamento máximo (extremidade da viga);

P – valor da carga aplicada;

L – comprimento da viga;

E – módulo de elasticidade longitudinal do material constituinte da viga;

I – momento de inércia da seção da viga, em torno do eixo de flexão.

Sabe-se que, para estruturas simétricas:

$$P = k \times v \quad (5.2)$$

Onde:

k – rigidez do elemento.

Igualando-se as equações 5.1 e 5.2, obtém-se a rigidez do elemento, dada pela equação 5.3:

$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad (5.3)$$

Com o auxílio de um programa de análise estrutural, lançou-se os pórticos com o carregamento unitário, conforme indicado na figura 5.8, e determinou-se seus deslocamentos.

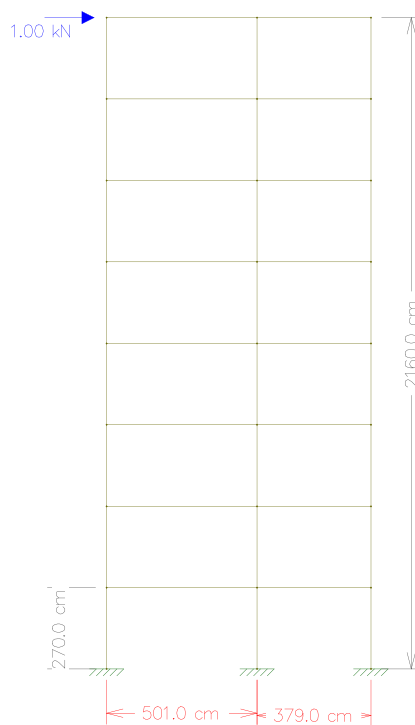


Figura 5.8: Determinação dos deslocamentos através do programa Ftool – PUC-Rio.

A rigidez de cada pórtico foi calculada através da equação 5.3 e os deslocamentos no topo obtidos através do programa para os pórticos estão apresentados na tabela 5.2, abaixo.

Tabela 5.2: Determinação da rigidez dos pórticos.

Pórtico	Deslocamento	Carga (kN)	Rigidez
Direção X	(mm)		(kN/cm)
1	0,4318	1,00	23,1589
2	0,3751	1,00	26,6596
3	20,6200	1,00	0,4850
4	0,1119	1,00	89,3655
5	0,1119	1,00	89,3655
6	20,6200	1,00	0,4850
7	0,3751	1,00	26,6596
8	0,4318	1,00	23,1589

A parcela de carga que cada pórtico receberá, que é proporcional à sua rigidez, é determinada pela equação 5.4:

$$P_i = P \times \frac{k_i}{\sum k} \quad (5.4)$$

Onde:

P_i – carga no pórtico i;

P – valor da carga aplicada;

$\sum k$ – somatório das rigidezes dos pórticos.

Os carregamentos de cada pórtico que resiste aos esforços de vento na direção X, calculado pavimento a pavimento, estão apresentados na tabela 5.3, a seguir:

Tabela 5.3: Determinação do carregamento nos pórticos.

Pavim.	Carga	Carregamento (kN)							
	Total (kN)	Pórtico							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	55,40	4,59	5,29	0,10	17,72	17,72	0,10	5,29	4,59
2	36,93	3,06	3,52	0,06	11,81	11,81	0,06	3,52	3,06
3	34,15	2,83	3,26	0,06	10,93	10,93	0,06	3,26	2,83
4	38,75	3,21	3,70	0,07	12,40	12,40	0,07	3,70	3,21
5	41,34	3,43	3,95	0,07	13,23	13,23	0,07	3,95	3,43
6	43,62	3,62	4,16	0,08	13,95	13,95	0,08	4,16	3,62
7	45,67	3,79	4,36	0,08	14,61	14,61	0,08	4,36	3,79
8	23,32	1,93	2,23	0,04	7,46	7,46	0,04	2,23	1,93

5.4. Análise dos resultados

5.4.1. Obtenção dos resultados

Para a obtenção dos resultados foi utilizado o programa Ftool (versão 2.11) ao qual foram lançados os carregamentos verticais e horizontais calculados anteriormente.

O Ftool é um software de análise estrutural desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica – PUC – do Rio de Janeiro e destinado a utilizações para fins acadêmicos. Ele realiza apenas análise de estruturas planas.

Na figura 5.9 abaixo, mostra o lançamento do carregamento vertical e horizontal na estruturas do pórtico um.

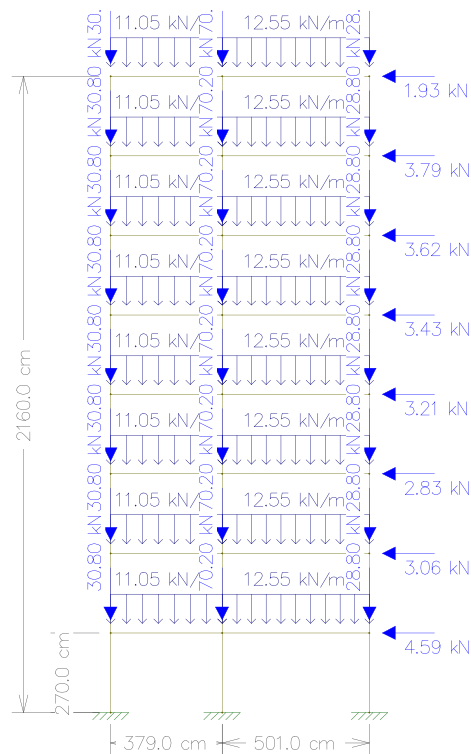
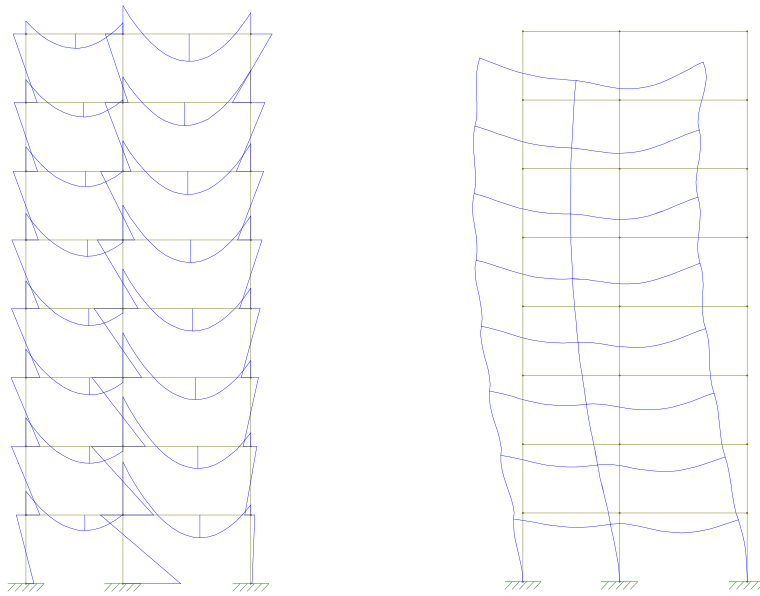


Figura 5.9: Carregamento lançado no pórtico através do Ftool.

Na figura 5.10, esta mostrada a saída dos resultados do programa para os momentos fletores e para os deslocamentos.



(a) Diagrama de Momentos Fletores (b) Deformada da Estrutura

Figura 5.10: Saída do programa Ftool.

5.4.2. Esforços nos pilares

Com os resultados obtidos pelo programa Ftool foram geradas as tabelas a seguir de esforços solicitantes nos pilares do pórtico 1 e do pórtico 4 para os carregamentos considerados.

Tabela 5.4: Esforço cortante – pórtico 1.

Pavto	Carregamento vertical			Carreg. Vertical vento X			Carreg. Vertical vento -X		
	P01	P11	P19	P01	P11	P19	P01	P11	P19
1°	3,8	-2,3	-1,5	0,8	-22,4	-4,9	6,7	17,8	1,9
2°	7,4	-4,2	-3,3	3,5	-17,4	-7,9	11,4	9,0	1,4
3°	7,8	-4,0	3,8	4,2	-15,0	-8,0	11,5	7,0	0,4
4°	8,4	-4,1	-4,3	5,3	-13,3	-7,9	11,6	5,2	-0,8
5°	8,9	-4,1	-4,8	6,3	-11,5	-7,6	11,4	3,3	-1,9
6°	9,2	-4,1	-5,1	7,3	-9,5	-7,1	11,1	1,3	-3,1
7°	9,3	-4,0	-5,3	8,0	-7,2	-6,5	10,5	-0,7	-4,1
8°	11,7	-5,6	-6,1	11,0	-6,3	6,6	12,4	-4,9	-5,6

Tabela 5.5: Esforço normal – pórtico 1.

Pavto	Carregamento vertical			Carreg. Vertical vento X			Carreg. Vertical vento -X		
	P01	P11	P19	P01	P11	P19	P01	P11	P19
1°	-484,0	-974,6	-417,8	-460,7	-962,7	-453,0	-507,3	-986,5	-382,6
2°	-426,0	-847,6	-368,4	-407,0	-838,2	-396,7	-445,0	-856,9	-340,0
3°	-366,5	-723,3	-317,5	-352,2	-716,8	-338,4	-380,8	-729,9	-295,6
4°	-306,2	-600,9	-265,7	-296,2	-596,7	-280,0	-316,3	-605,1	-251,4
5°	-235,4	-479,9	-213,0	-238,8	-477,5	-221,7	-251,9	-482,2	-204,1
6°	-183,9	-360,1	-159,7	-180,2	-359,1	-164,4	-187,7	-361,1	-154,9
7°	-122,2	-241,1	-105,8	-120,4	-240,9	-107,8	-123,9	-241,3	-103,9
8°	-59,7	-123,3	-51,6	-59,2	-123,3	-52,1	-60,3	-123,2	-51,0

Tabela 5.6: Esforço cortante – pórtico 4.

Pavto	Carregamento vertical				Carreg. Vertical vento X				Carreg. Vertical vento -X			
	P4	P9	P14	P22	P4	P9	P14	P22	P4	P9	P14	P22
1°	4,8	-2,4	-2,6	0,2	-5,3	-12,0	-85,1	-0,9	12,9	6,6	82,5	1,3
2°	7,9	-5,3	-3,4	0,7	-1,7	-21,2	-61,1	-1,6	18,5	10,8	53,4	3,0
3°	8,1	-6,2	-3,2	1,3	-3,8	-24,6	-44,1	-1,3	19,9	12,2	37,8	4,0
4°	8,4	-7,2	-3,0	1,8	-2,8	-25,2	-33,1	-0,6	19,6	10,7	27,1	4,3
5°	8,6	-8,0	-2,9	2,3	-1,2	-23,9	-24,4	0,2	18,3	7,9	18,7	4,3
6°	8,8	-8,6	-2,7	2,6	0,9	-21,8	-16,1	1,0	16,6	4,5	10,8	4,2
7°	8,5	-8,3	-2,9	2,8	2,1	-18,6	-7,3	1,7	14,6	1,8	1,8	3,9
8°	12,8	-12,3	-3,6	3,1	8,1	-21,6	3,7	2,3	17,8	-2,8	-11,4	3,9

Tabela 5.7: Esforço normal – pórtico 4.

Pavto	Carregamento vertical				Carreg. Vertical vento X				Carreg. Vertical vento -X			
	P4	P9	P14	P22	P4	P9	P14	P22	P4	P9	P14	P22
1°	-492,9	-480,1	-966,8	-289,7	-399,9	-464,6	-	-346,5	-585,7	-495,8	-915,1	-232,9
2°	-433,3	-408,7	-861,8	-247,0	-351,6	-393,9	1018,5	-296,5	-515,2	-423,3	-814,6	-197,7
3°	-372,7	-342,7	-749,5	-207,1	-306,0	-329,9	-789,9	-246,3	-439,4	-355,5	-709,2	-168,1
4°	-311,4	-280,7	-631,7	-169,6	-260,8	-270,0	-664,3	-198,3	-362,0	-291,4	-599,1	-141,0
5°	-249,6	-221,8	-509,5	-133,9	-214,1	-213,1	-534,3	-153,2	-285,2	-230,2	-484,6	-114,7
6°	-187,4	-165,0	-383,9	-99,7	-164,8	-158,4	-401,3	-111,5	-210,2	-171,4	-366,4	-88,1
7°	-125,0	-109,8	-256,0	-66,6	-112,7	-105,1	-266,8	-72,8	-137,5	-114,3	-245,2	-60,5
8°	-62,4	-56,0	-126,0	-34,3	-58,2	-53,2	-130,7	-36,7	-66,8	-58,7	-121,3	-31,9

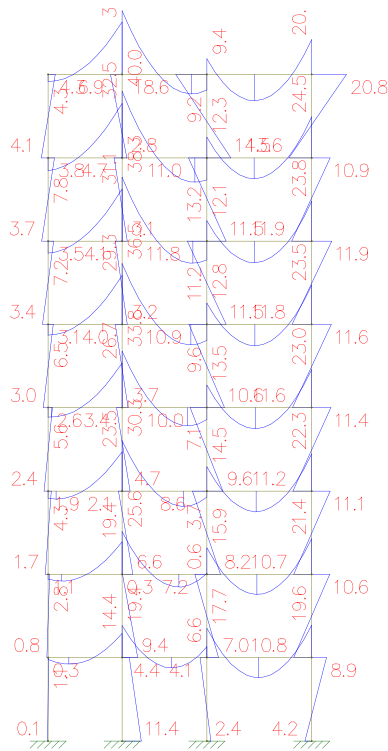
Analisando os resultados mostrados na tabela 5.4, pode-se notar o aumento do esforço cortante nos pilares devido à aplicação da ação do vento. Este fato já era esperado, pois os

esforços cortantes nos pilares devidos apenas ao carregamento vertical são provenientes da ligação rígida entre vigas e pilares e, como a introdução do carregamento horizontal, estes seriam os responsáveis para resistir ao carregamento. O fato que chamou a atenção foi que os elementos mais rígidos absorveram a maior parcela do carregamento. O mesmo pode ser visto na tabela 5.6 para o pórtico 4.

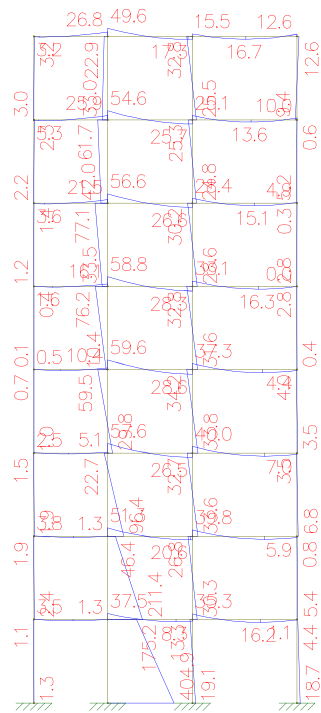
Com a análise dos esforços normais das tabelas 5.5 e 5.7, verifica-se que há um aumento em alguns pilares e alívio em outros, fato este também esperado, devido à flexão introduzida nos pórticos com a aplicação do carregamento horizontal. Nota-se também, que o aumento dos esforços nos pilares não são muito significativos e isso deve aos carregamentos verticais, ou gravitacionais, que são preponderantes para a compressão dos mesmos.

Para os momentos fletores nos pilares não foram geradas tabelas, mas analisando-se os diagramas mostrados da figura 5.11, pode-se verificar o aumento significativo destes esforços, principalmente àqueles nas barras mais inferiores dos elementos mais rígidos, que como visto anteriormente, o carregamento é absorvido proporcionalmente à sua rigidez e por isso absorvem a maior parcela e são responsáveis por resistir a estes carregamentos.

O pilar P14 apresenta um momento fletor em sua base para apenas o carregamento vertical o valor de 11,4 kNm e com a aplicação do carregamento devido ao vento foi para o valor de 404,9 kNm, um aumento de 35 vezes o valor sem atuação do vento.



(a) Momentos Fletores(sem vento)



(b) Momentos Fletores(com vento)

Figura 5.11: Diagrama de Momentos fletores para o pórtico 4.

6. CÁLCULO TQS

6.1. Determinação dos Carregamentos devido ao vento

A definição do Coeficiente de Arrasto, Velocidade básica do vento, Fatores S_1 , S_2 e S_3 para a obtenção da velocidade característica, pressão dinâmica do vento e força de arrasto não sofre qualquer alteração em relação ao cálculo manual feito no item 5.1.

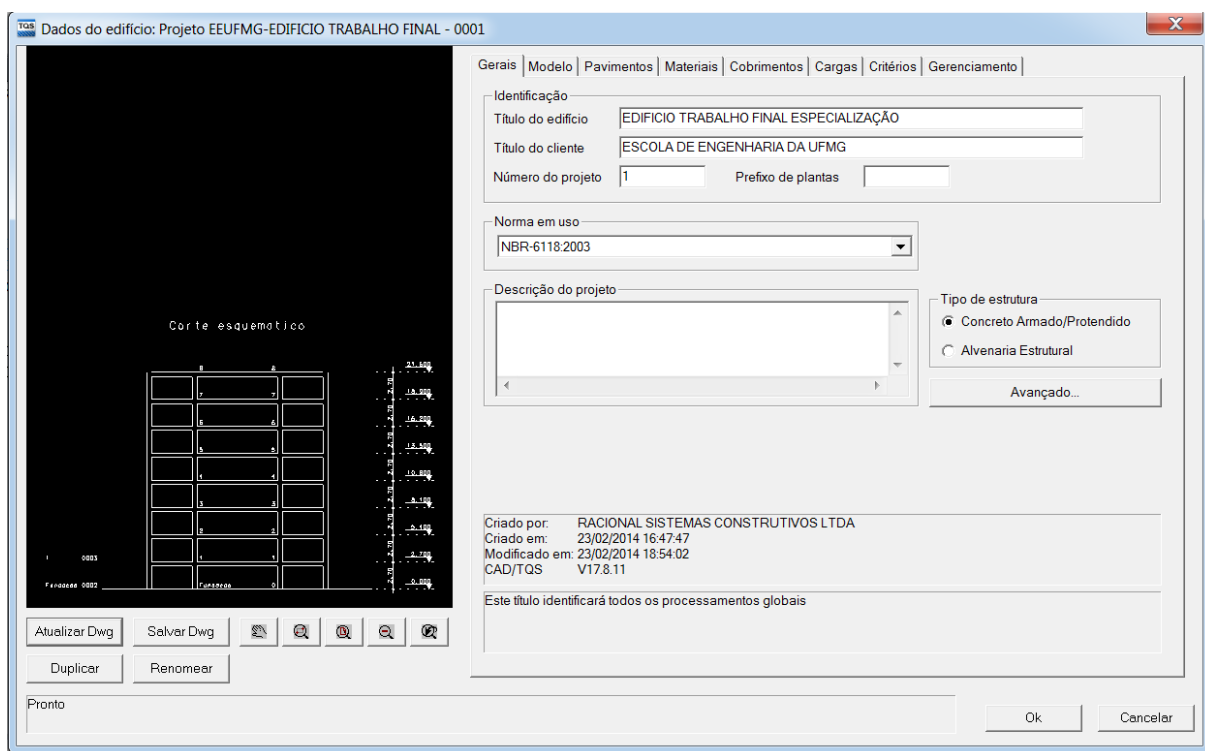


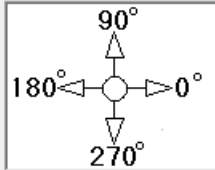
Figura 6.1 Configurações iniciais estrutura

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Combinações

V0 - Velocidade básica: 33
 S1 - Fator do terreno: 1.00
 S2 - Categoria de rugosidade: V
 S2 - Classe da edificação: B
 S3 - Fator estatístico: 1.00

Casos de vento nas plantas de formas


 Ângulo de incidência de vento

	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	1.235	Não	0
2	270	1.235	Não	0
3	0	0.765	Não	0
4	180	0.765	Não	0

Cota inicial para aplicação de vento

Tabelas de excentricidades e forças impostas

Forças impostas no sistema global
 Inverter o sinal das forças impostas

Figura 6.2 - Entrada de dados

6.2. Cálculo dos carregamentos verticais

O cálculo para a descida das cargas através do software TQS é feito através do modelo de grelha e pórtico espacial.

No modelo de grelha, as lajes são discretizadas por elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso que simulam o pavimento formando uma malha de barras submetidas a cargas verticais. Cada laje é subdividida em diversos alinhamentos de barras, normalmente posicionadas na direção principal e secundária da mesma. Nesse modelo a interação entre todas as lajes e as vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A transferência de carga para as vigas não é feita por área de influência, o esforço é considerado de acordo com a rigidez de cada barra.

O modelo de pórtico espacial consiste num modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes em uma estrutura, possibilitando uma análise bem eficiente do comportamento global da estrutura. Este modelo admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais podendo-se avaliar o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos.

6.3. Definição dos pórticos

A atribuição dos pórticos é feita de forma automática e assim como no modelo manual leva em conta a rigidez das vigas e pilares da estrutura.

6.4. Análise dos Resultados

Após o processamento da estrutura, considerando todas as variáveis informadas acima temos os seguintes resultados:

Momentos em tf.m;

Deslocamentos em cm;

Cargas em tf.

6.4.1. Deslocamentos no topo do edifício devido a ação do vento

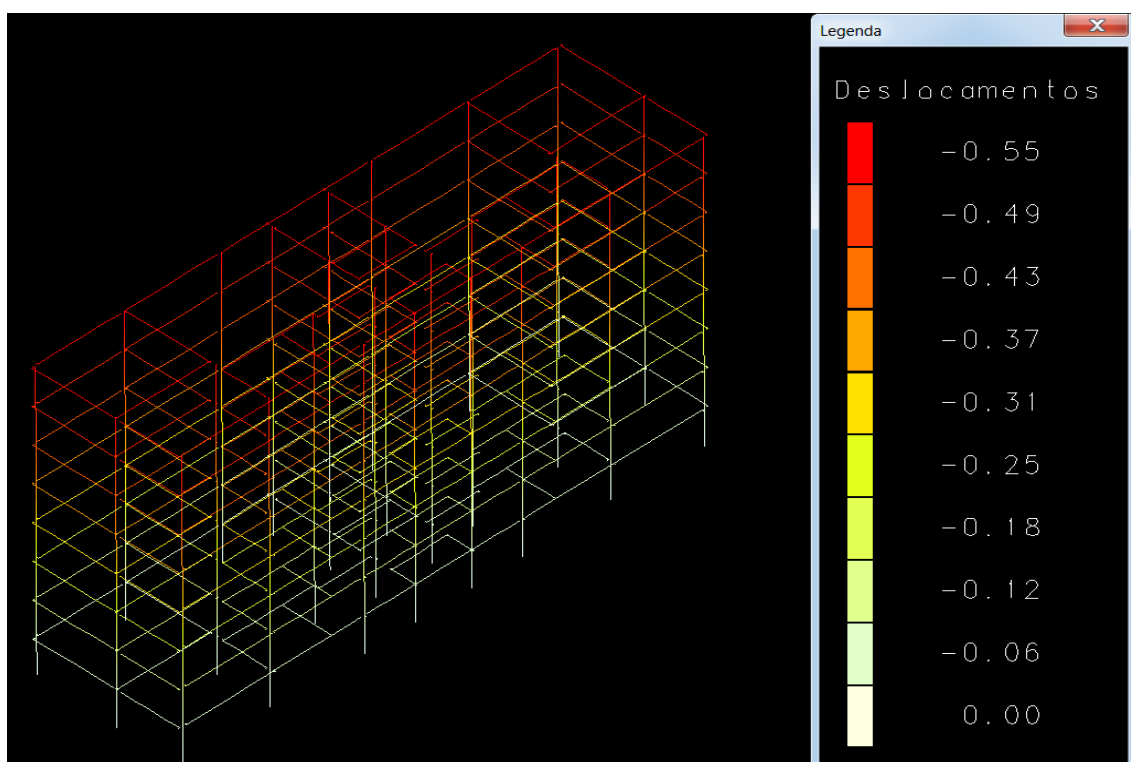


Figura 6.3 – Perspectiva - Deslocamento no topo do edifício com atuação do vento na maior fachada

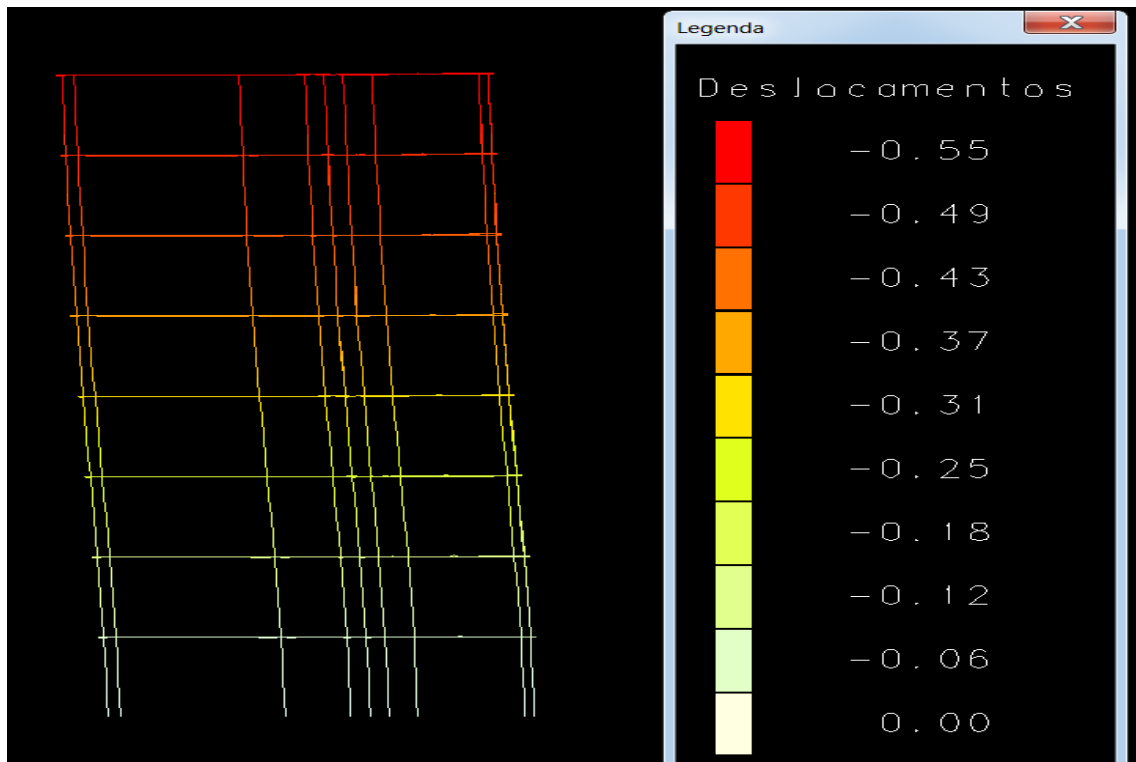


Figura 6.4 – Vista lateral - Deslocamento no topo do edifício com atuação do vento na maior fachada

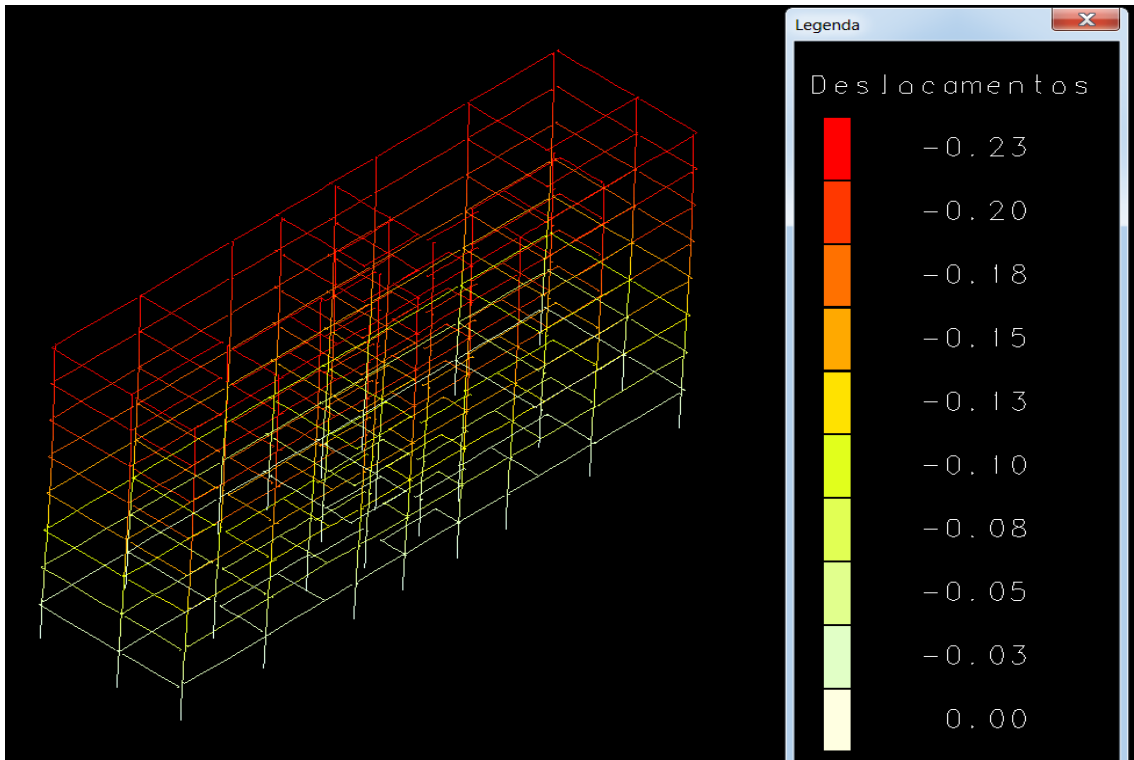


Figura 6.5 – Perspectiva – Desl. no topo do edifício com atuação do vento na menor fachada

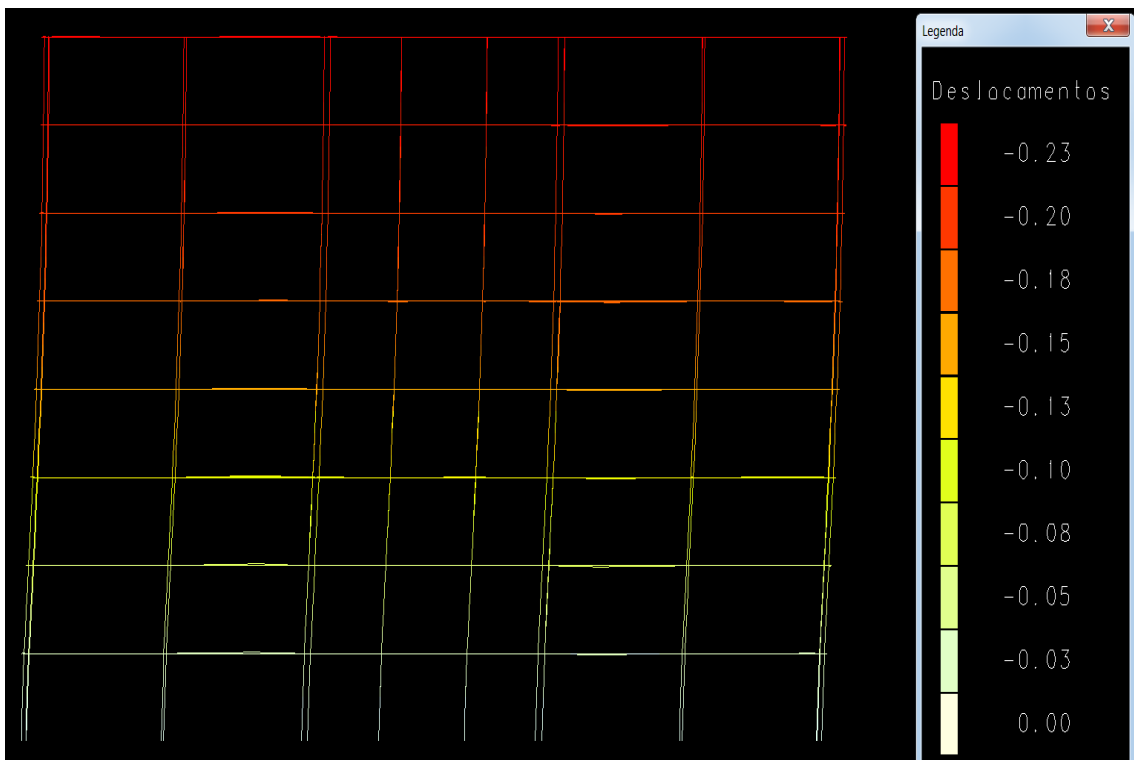


Figura 6.6 – Vista lateral – Desl. no topo do edifício com atuação do vento na menor fachada

6.4.2. Momentos fletores nos pórticos 1 e 4 – devido a ação do vento

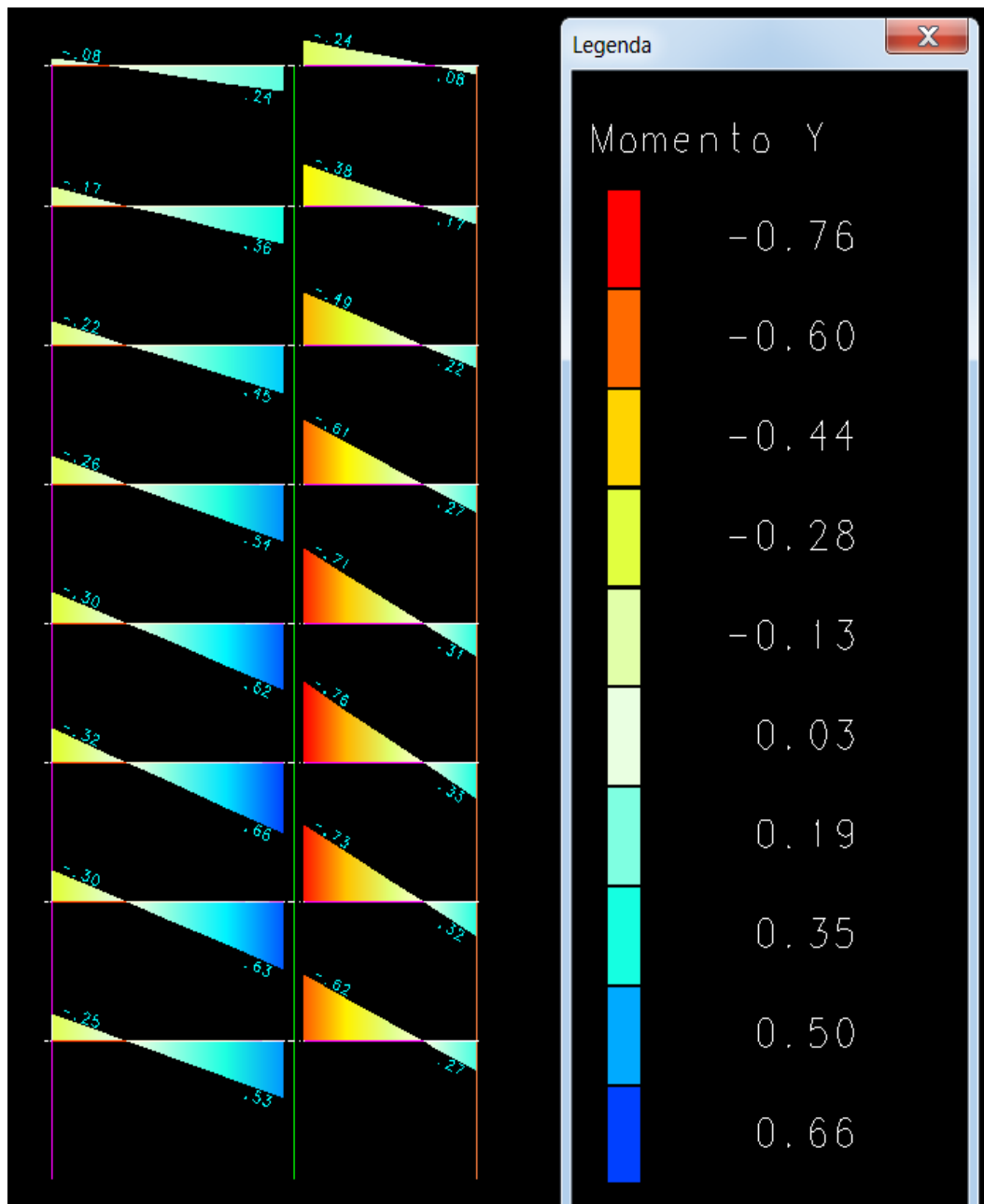


Figura 6.7 – Vista lateral Pórtico 1 – Momento Fletor atuação do vento na maior fachada +X

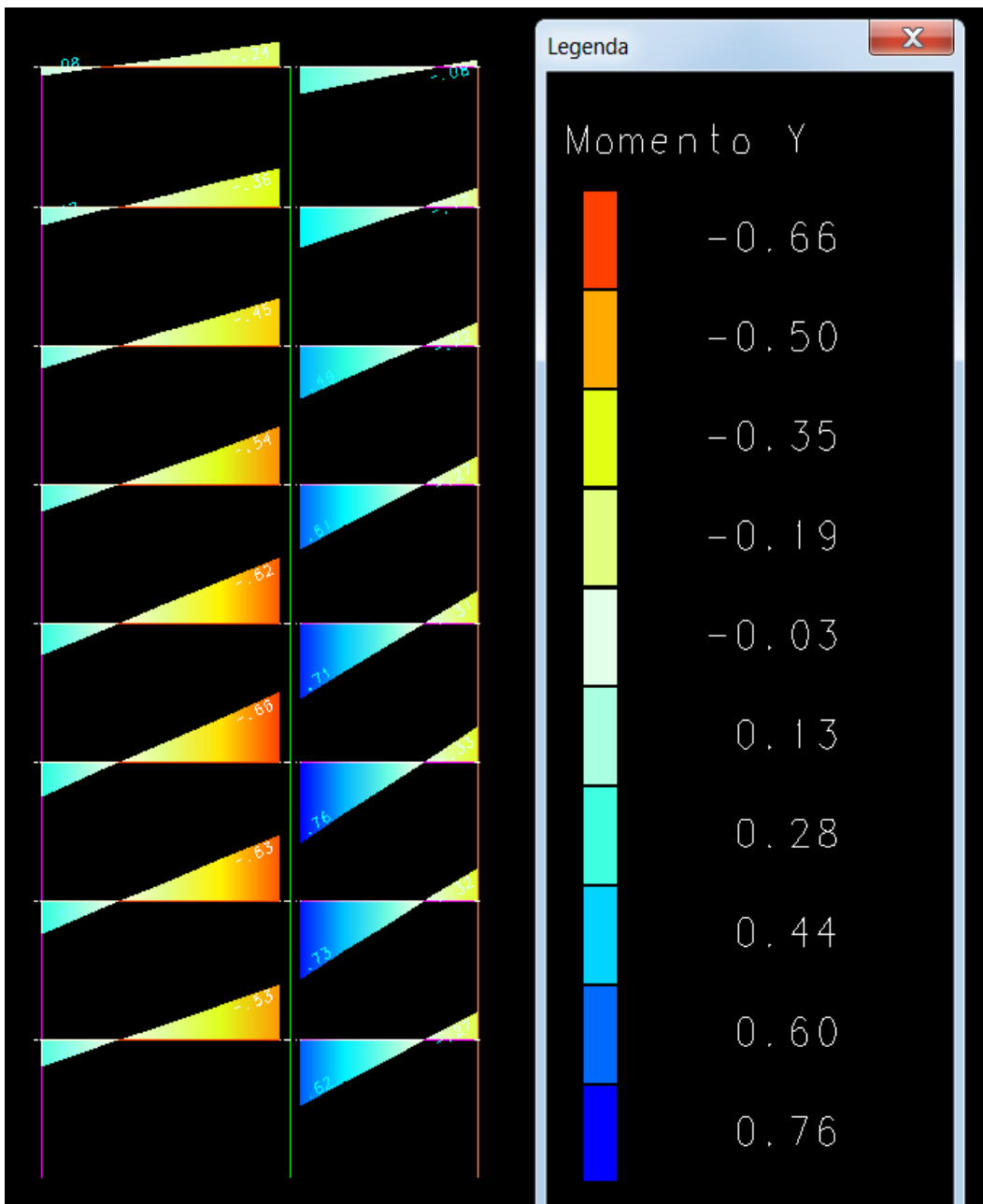


Figura 6.8 – Vista lateral Pórtico 1 – Momento Fletor atuação do vento na maior fachada - X

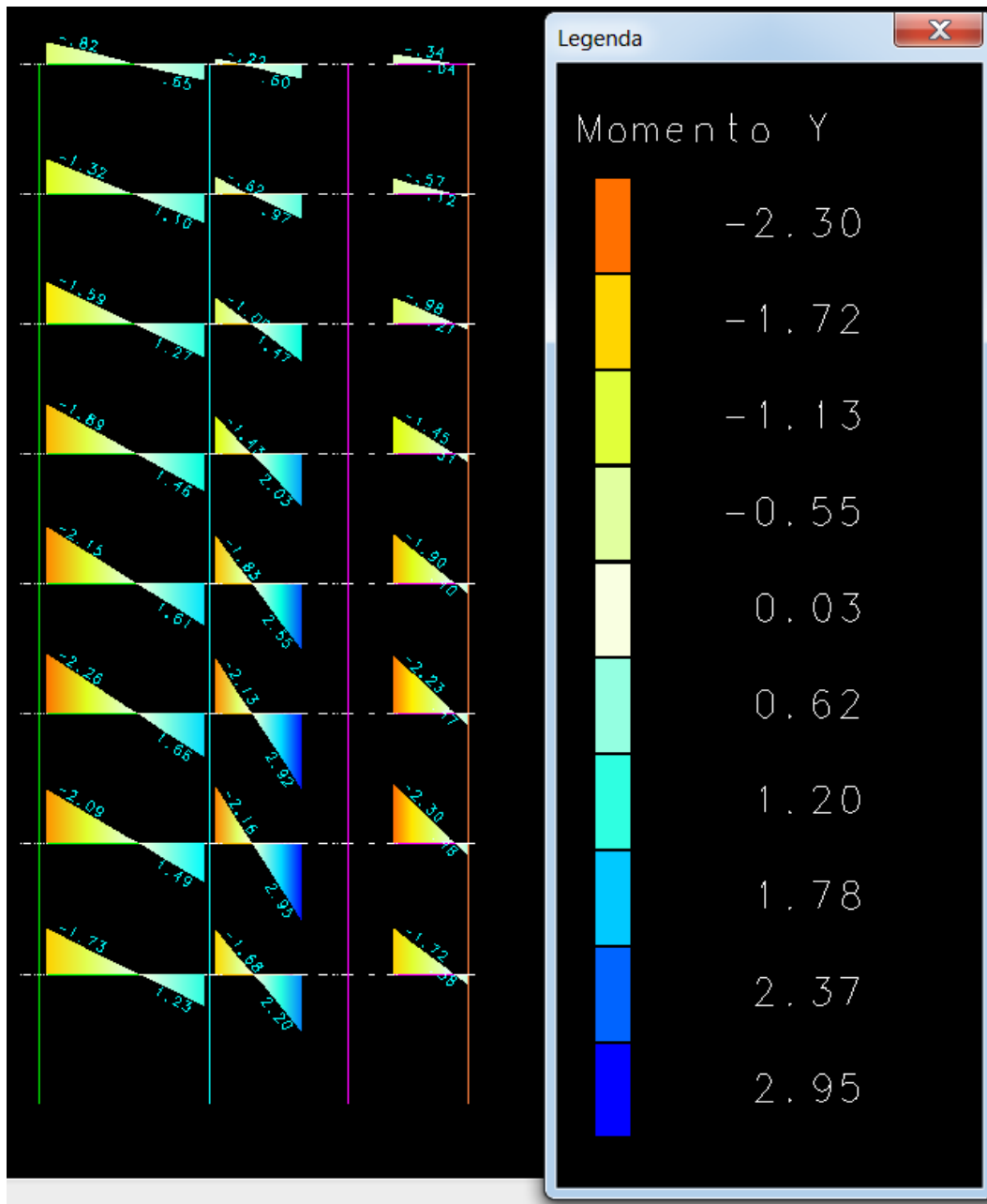


Figura 6.9 – Vista lateral Pórtico 4 – Momento Fletor atuação do vento na maior fachada +X

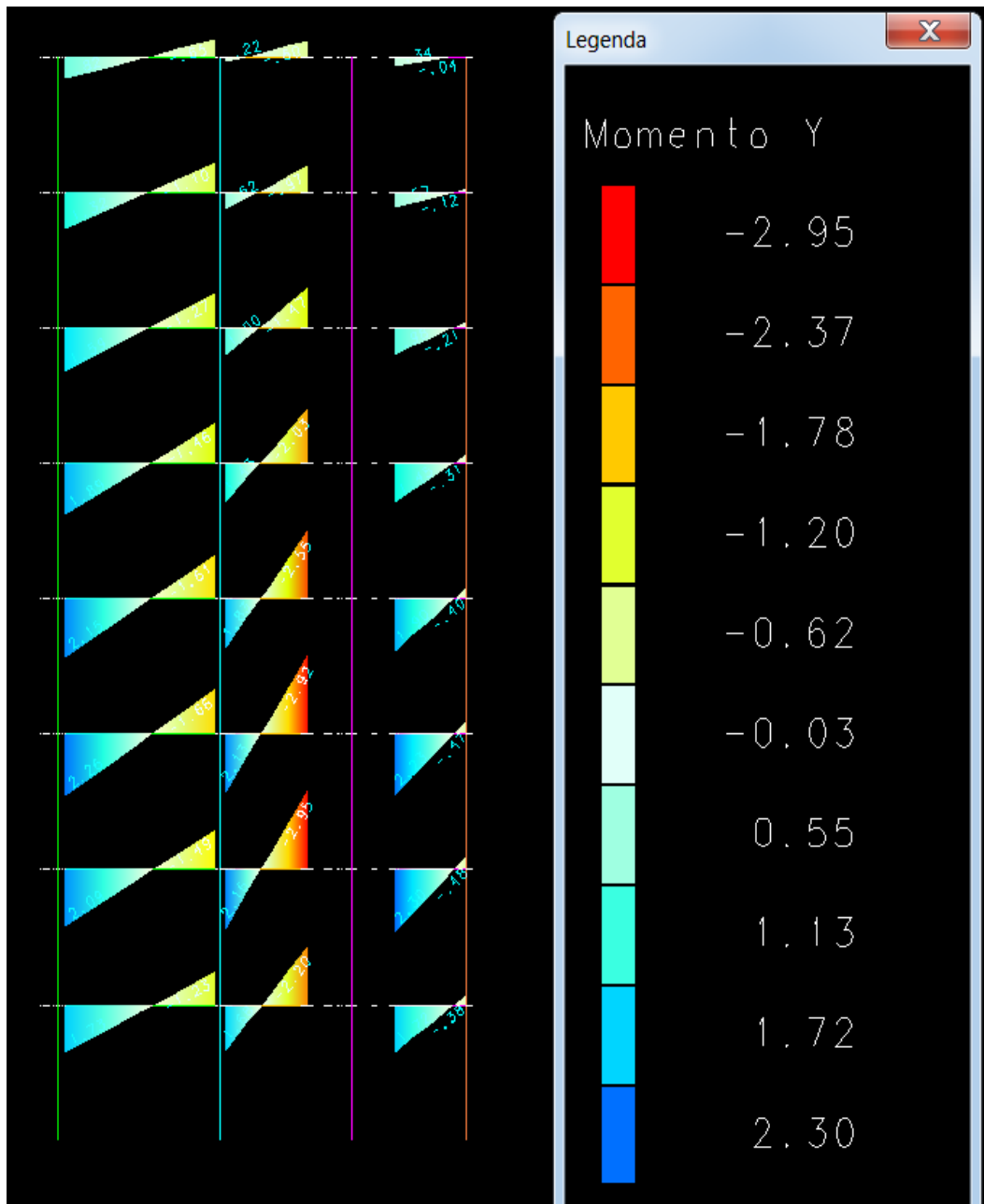


Figura 6.10 – Vista lateral Pórtico 4 – Momento Fletor atuação do vento na maior fachada -X

6.4.3. Cargas Fundação

Elem	Todos permanentes e accidentais dos pavimentos						Vento (1) 90°						Vento (2) 270°						Vento (3) 0°						Vento (4) 180°												
	Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My		
P1	37	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P2	85	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P3	67	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P4	31	0	0	-1	0		7	1	-3	0	0		-7	-1	3	0	0		-7	-1	3	0	0		7	1	0	0	0	0		7	1	0	0	0	
P5	31	0	0	-1	0		7	1	-3	0	0		-7	-1	3	0	0		-7	-1	3	0	0		7	1	0	0	0	0		7	1	0	0	0	
P6	67	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P7	85	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P8	37	0	0	0	0		1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		-1	0	0	0	0		1	0	0	0	0	0		1	0	0	0	0	
P9	51	0	0	-1	0		8	1	-2	0	0		-8	-1	2	0	0		-8	-1	2	0	0		8	1	0	0	0	0		8	1	0	0	0	
P10	52	0	0	-1	0		8	1	-2	0	0		-8	-1	2	0	0		-8	-1	2	0	0		8	1	0	0	0	0		8	1	0	0	0	
P11	81	0	0	0	-1		1	1	-3	0	0		-1	-1	3	0	0		-1	-1	3	0	0		1	1	0	0	0	0		1	1	0	0	0	
P12	173	0	0	0	0		4	2	-5	0	0		-4	-2	5	0	0		-4	-2	5	0	0		4	2	0	0	0	0		4	2	0	0	0	
P13	111	0	0	0	0		0	1	-2	0	0		0	-1	2	0	0		0	-1	2	0	0		0	1	0	0	0	0		0	1	0	0	0	
P14	67	0	0	-11	0		-6	8	-39	0	0		6	-8	39	0	0		6	-8	39	0	0		-6	8	0	0	0	0		-6	8	0	0	0	
P15	67	0	0	-11	0		-6	8	-39	0	0		6	-8	39	0	0		6	-8	39	0	0		-6	8	0	0	0	0		-6	8	0	0	0	
P16	111	0	0	0	0		0	1	-2	0	0		0	-1	2	0	0		0	-1	2	0	0		0	1	0	0	0	0		0	1	0	0	0	
P17	173	0	0	0	0		4	2	-5	0	0		-4	-2	5	0	0		-4	-2	5	0	0		4	2	0	0	0	0		4	2	0	0	0	
P18	81	0	0	0	0		1	1	-3	0	0		-1	-1	3	0	0		-1	-1	3	0	0		1	1	0	0	0	0		1	1	0	0	0	
P19	30	0	0	0	-1		-2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	
P20	43	0	0	0	-1		-5	1	-2	0	0		5	-1	2	0	0		5	-1	2	0	0		-5	1	0	0	0	0		-5	1	0	0	0	
P21	31	0	0	0	0		-2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	
P22	12	0	0	0	0		-8	0	0	0	0		8	0	0	0	0		8	0	0	0	0		-8	0	0	0	0	0		-8	0	0	0	0	
P23	12	0	0	0	0		-8	0	0	0	0		8	0	0	0	0		8	0	0	0	0		-8	0	0	0	0	0		-8	0	0	0	0	
P24	31	0	0	0	0		-2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	
P25	43	0	0	0	0		-5	1	-2	0	0		5	-1	2	0	0		5	-1	2	0	0		-5	1	0	0	0	0		-5	1	0	0	0	
P26	30	0	0	0	0		-2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		2	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	0		-2	0	0	0	0	
Soma	1641	0	0	-27	0		0	32	-115	0	0		0	-32	115	0	0		0	-32	115	0	0		0	32	0	0	0		0	6	12	0	0		

Observações:

====

- 1 - Esforços com valores característicos
- 2 - Forças em tf
- 3 - Momentos em tfm
- 4 - Sistema de coordenadas GLOBAL
- 5 - CA é a cota de arrasamento/assentamento da fundação

Em relação aos deslocamentos, analisando os resultados (figuras 6.3, 6.4, 6.5 e 6.6) após o processamento da estrutura do edifício, nota-se que o efeito do vento na estrutura é preponderante na direção + ou - X, ou seja, direção em que o vento atua sobre a fachada de maior área. O deslocamento nesta situação é da ordem de 0,55 cm, contra 0,23 cm na direção + ou - Y, somente considerando os efeitos de vento. Os deslocamentos em ambas as situações atendem ao máximo deslocamento permitido pela norma que é de $H/1700$ (1,27cm) para a estrutura analisada.

No que se refere aos esforços de flexão nas vigas dos pórticos da estrutura nota-se uma variação de magnitude e posição dos esforços, também relacionada à direção de atuação do esforço de vento. As vigas inferiores tendem a absorver um momento maior que as vigas superiores. Toda esta envoltória de esforços deve ser levada em conta no dimensionamento e detalhamento das peças.

Em relação aos esforços atuantes na fundação obteve-se variação dos esforços normais com variação de -8tf a +7 tf para o vento atuando na fachada de maior área e variação de -1 tf a 1 tf para o vento atuando na fachada de menor área.

Como esperado as fundações ficarão responsáveis por absorver os carregamentos horizontais impostos pela ação do vento, quando atuante.

A principal variação de esforços encontrada para a estrutura em estudo está no momento fletor encontrado na base dos pilares P14 e P15 que chega a atingir momentos da ordem de + ou - 39 tf.m. Quando comparada a magnitude dos esforços na base dos outros pilares nota-se a importância dos elementos citados na estabilização e absorção dos esforços devido a cargas horizontais do edifício.

7. CONCLUSÕES

A partir das análises realizadas ficou evidente a importância de se considerar as ações devido ao esforço horizontal introduzidas na estrutura pelo efeito do vento. Fatores geométricos da edificação, forma, comprimento, largura e altura, posição em relação às edificações vizinhas, tipo de uso e ocupação da estrutura são fatores importantes no estudo de sua influência.

Com a análise fica evidenciado que a medida que aumentamos a altura da edificação ganha importância a análise da ação do vento sobre a estrutura. A não consideração de sua ação pode ocasionar efeitos indesejáveis sobre a estrutura tais como deformações excessivas, fissuras, vibrações e até mesmo levar a estrutura a atingir o estado limite último de utilização.

Outro aspecto relevante é o posicionamento dos elementos de vigas e pilares para o correto funcionamento da estrutura. Elementos mal posicionados podem gerar estruturas flexíveis e com grandes deslocamentos horizontais.

8. NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADA

- NBR-6118 / 2003 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.
- NBR-6123 / 1988 – Forças devido ao vento em edificações.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Concreto I
Autor: Professor Ney Amorim Silva
- Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado
Autor: Alio Kimura, Editora Pini.

9. SOFTWARES UTILIZADOS

- Ftool – PUC-Rio;
- Sistema CAD/TQS para Windows, versão 17.8.11 – TQS informática LTDA