UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

GUILHERME DIETZ

AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

Ijuí – RS

2014

GUILHERME DIETZ

AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Paulo César Rodrigues

Ijuí – RS

2014

GUILHERME DIETZ

AÇÕES DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

Esta monografia foi julgada adequada para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do rio Grande do Sul - UNIJUÍ.

Ijuí, 16 de dezembro de 2014

Paulo Cesar Rodrigues

Mestre – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (UNIJUÍ) - Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs (UFRGS)
Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

RESUMO

O vento advém de uma serie de fenômenos meteorológicos, que não cabe ser analisado no presente trabalho, no entanto, é um fator importante a ser levado em conta quando da realização do calculo estrutural indispensável para construção de estruturas dentro da legislação vigente. Assim cabe ao projetista, quando da realização do projeto, adotar a direção do vento que seja mais desfavorável para a estrutura. Tal analise permite que as estruturas de concreto sejam projetadas, construídas e utilizadas de maneira que, sob o efeito de fenômenos ambientais previstos, as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto mantenham sua segurança e aparência, além de sua estabilidade e fim para qual foi projetada, sem que exijam medidas extras de reparo e manutenção. Salientando que devido ao efeito de sua moldagem, a intensidade do vento interfere indiscutivelmente no deslocamento lateral da estrutura. Nesse sentido, levando em consideração tais necessidades, desenvolveu-se neste trabalho, o cálculo de gama e alfa para avaliação da estabilidade global das estruturas. Para tanto foram propostas duas situações, nas quais foram analisados os deslocamento horizontais observando-se ou não a necessidade de se levar em conta os efeitos globais de segunda ordem. Das análises realizadas conclui-se que os resultados mostraram-se satisfatórios somente nos pórticos presentes na direção do eixo x, nos demais haverá necessidade de uma restruturação no projeto para que a estrutura esteja de acordo com a normativa em vigor.

Palavras-chave: Ação do Vento. Estabilidade Global. Reações. Lajes. Momentos.

ABSTRACT

The wind comes from a number of meteorological phenomena, which should be not be analyzed in this work, however, is an important factor to be taken into account when carrying out the necessary structural calculation for construction of pavements within the law. So it is up to the designer, when the realization of the project, take the wind direction that is more favorable to the structure. This analysis allows the concrete structures are designed, constructed and used so that, under the effect of expected environmental phenomena, preventive maintenance conditions specified in the project to maintain their safety and appearance, as well as its stability and order for which it was designed without requiring extra steps to repair and maintenance. Noting that due to the effect of its molding, wind strength arguably interfere with the lateral displacement of the structure. In this sense, taking into account such needs, developed in this work, the range of calculation and alpha to evaluate the overall stability of the structures. Therefore, we proposed two situations in which the horizontal scroll observing or not analyzed the need to take into account the overall effects of second order. The analyzes it is concluded that the results were satisfactory only in these frames in the direction of x-axis, in the other there will be need for restructuring in the project so that the structure complies with the regulations in force.

Keywords: Wind Action, Global stability, Reactions, Slabs, Moments.

LISTA DE SIGLAS

a	Carga acidental
A_e	Área efetiva da aplicação da força do vento
Fd	Força do vento majorada
g	Carga permanente
q	Pressão dinâmica do vento
S_1	Fator de topográfico
S_2	Fator de rugosidade
S_3	Fator estático
V_o	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
ΔP	Pressão efetiva
Δpe	Pressão efetiva externa
Δpi	Pressão efetiva interna
Ψ_0	Fator de combinação
Ψ_1	Fator de redução
Ψ_2	Fator de redução
$\Psi_{0j,ef}$	Fatores de combinação
α	Parâmetro de instabilidade
γ_z	Coeficiente gama z
δ_{hi}	Deslocamento Horizontal
Σ	Somatório

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa das isopletas da velocidade básica do vento V_o em m/s.....17
Figura 2: Coeficiente de arrasto Ca, para edificações retangulares em vento de alta turbulência.....21
Figura 3: Coeficiente de arrasto Ca, para edificações retangulares em vento de baixa turbulência.....21
Figura 4: Esquema estrutural de um edifício alto.....26
Figura 5: Deslocamento horizontal.....29
Figura 6: Proposta de estudo.....32
Figura 7: Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8 no pavimento tipo.....34
Figura 8: Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8 no pavimento cobertura..35
Figura 9: Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4 no pavimento tipo.....35
Figura 10: Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4 no pavimento cobertura.....35
Figura 11: Lajes parcialmente contínuas.....36
Figura 12: Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $a \geq \frac{2}{3}L$ 37
Figura 13: Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $a \leq \frac{2}{3}L$ 37
Figura 14: Reações pavimentos tipo.....41
Figura 15: Reações pavimento cobertura.....45
Figura 16: Pórticos na direção X.....46
Figura 17: Pórticos na direção Y.....47
Figura 18: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção x.....49
Figura 19: Carregamento horizontal da força do vento.....50
Figura 20: Deslocamento horizontal do pórtico.....51
Figura 21: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4.....52
Figura 22: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 e 3.....54
Figura 23: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção y.....55
Figura 24: Carregamento horizontal da força do vento.....57

Figura 25: Deslocamento horizontal do pórtico 57
Figura 26: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4 59
Figura 27: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 60
Figura 28: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção x 63
Figura 29: Carregamento horizontal da força do vento 65
Figura 30: Deslocamento horizontal do pórtico 66
Figura 31: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4 68
Figura 32: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 e 3 70
Figura 33: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção y 72
Figura 34: Carregamento horizontal da força do vento 73
Figura 35: Deslocamento horizontal do pórtico 74
Figura 36: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4 76
Figura 37: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 78
Figura 38: Representação dos resultados na edificação de três pavimentos.....79
Figura 39: Representação dos resultados na edificação de cinco pavimentos 80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros meteorológicos (S_1) 18
Tabela 2: Parâmetros meteorológicos (S_2) 19
Tabela 3: Valores mínimos do fator estático (S_3) 20
Tabela 4: Coeficientes parciais para as ações permanentes 24
Tabela 5: Coeficientes parciais para as ações variáveis 24
Tabela 6: Valores de S_2 48
Tabela 7: Velocidade característica 48
Tabela 8: Pressão dinâmica do vento 48
Tabela 9: Coeficiente de arrasto 49
Tabela 10: Área efetiva de aplicação da força do vento 49
Tabela 11: Cálculo da força de arrasto 50
Tabela 12: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 51
Tabela 13: Somatório do produto das forças verticais 53
Tabela 14: Cálculo do momento de tombamento 53
Tabela 15: Somatório do produto das forças verticais 54
Tabela 16: Cálculo do momento de tombamento 54
Tabela 17: Coeficiente de arrasto 55
Tabela 18: Área efetiva de aplicação da força do vento 56
Tabela 19: Cálculo da força de arrasto 56
Tabela 20: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 58
Tabela 21: Somatório do produto das forças verticais 59
Tabela 22: Cálculo do momento de tombamento 60
Tabela 23: Somatório do produto das forças verticais 61
Tabela 24: Cálculo do momento de tombamento 61
Tabela 25: Valores de S_2 62
Tabela 26: Velocidade característica 62
Tabela 27: Pressão dinâmica do vento 62

Tabela 28: Coeficiente de arrasto 63
Tabela 29: Área efetiva de aplicação da força do vento.....63
Tabela 30: Cálculo da força de arrasto.....64
Tabela 31: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 67
Tabela 32: Somatório do produto das forças verticais.....69
Tabela 33: Cálculo do momento de tombamento.....69
Tabela 34: Somatório do produto das forças verticais.....70
Tabela 35: Cálculo do momento de tombamento.....71
Tabela 36: Coeficiente de arrasto 71
Tabela 37: Área efetiva de aplicação da força do vento.....72
Tabela 38: Cálculo da força de arrasto.....72
Tabela 39: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 75
Tabela 40: Somatório do produto das forças verticais.....76
Tabela 41: Cálculo do momento de tombamento.....77
Tabela 42: Somatório do produto das forças verticais.....78
Tabela 43: Cálculo do momento de tombamento.....79
Tabela 44: Peso específico aparente de alguns materiais 87
Tabela 45: Cargas variáveis de utilização.....87

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **14**

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **15**
1.1 Vento **15**
1.1.1 Definições **15**
1.2 Procedimento de Cálculo das Forças Devidas ao Vento nas Edificações **16**
1.3 Determinação das Forças Estáticas Devidas ao Vento **16**
1.3.1 Pressão dinâmica **16**
1.3.1.1 Velocidade básica do vento V_0 17
1.3.1.2 Fator topográfico S_1 18
1.3.1.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: fator S_2 18
1.3.1.4 Fator estático S_3 20
1.3.2 Coeficiente de arrasto **20**
1.3.3 Força de arrasto **22**
1.4 Cargas **22**
1.4.1 Carga permanente **22**
1.4.2 Carga acidental **22**
1.5 Carregamentos **23**
1.5.1 Carregamento normal **23**
1.5.2 Coeficientes parciais para as ações **24**
1.6 Estabilidade Global de 2ª Ordem **25**
1.6.1 Estruturas de nós fixos e nós móveis **26**
1.6.2 Classificação das estruturas **26**
1.6.3 Parâmetro de instabilidade α **27**
1.6.4 Coeficiente γ_z **29**

2 METODOLOGIA **31**
2.1 Classificação da Pesquisa **31**
2.2 Planejamento da Pesquisa **31**
2.2.1 Procedimento de coleta e interpretação de dados **31**
2.3 Estudo de Caso **33**

3 RESULTADOS **34**

3.1 Ações das Vigas **34**
3.1.1 Peso próprio de vigas **34**
3.1.2 Peso próprio de paredes **34**
3.1.3 Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8 ..... **34**
3.1.3.1 Pavimento tipo 34
3.1.3.2 Pavimento cobertura 35
3.1.4 Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4 ..... **35**
3.1.4.1 Pavimento tipo 35
3.1.4.2 Pavimento cobertura 35
3.2 Cálculo das Reações **36**
3.2.1 Pavimento tipo **36**
3.2.1.1 Lajes L1, L2, L5 e L6 38
3.2.1.2 Laje L3 39
3.2.1.3 Laje L4 40
3.2.2 Pavimento cobertura **41**
3.2.2.1 Lajes L1, L2, L5 e L6 42
3.2.2.2 Laje L3 43
3.2.2.3 Laje L4 44
3.3 Ação do Vento sobre Três Pavimentos **47**
3.3.1 Velocidade característica do vento (Vk) **48**
3.3.2 Pressão dinâmica do vento (q) **48**
3.4 Direção x **49**
3.4.1 Coeficiente de arrasto Ca **49**
3.4.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae) **49**
3.4.3 Força de arrasto **50**
3.4.4 Inércia do pilar equivalente **50**
3.4.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) **51**
3.4.6 Parâmetro de instabilidade α **52**
3.4.7 Coeficiente γ_z **52**
3.4.7.1 Pórtico 1 e 4 52
3.4.7.2 Pórtico 2 e 3 53
3.5 Direção y **55**
3.5.1 Coeficiente de arrasto Ca **55**
3.5.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae) **56**
3.5.3 Força de arrasto **56**
3.5.4 Inércia do pilar equivalente **56**
3.5.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) **58**
3.5.6 Parâmetro de instabilidade α **58**
3.5.7 Coeficiente γ_z **59**
3.5.7.1 Pórtico 1 e 3 59
3.5.7.2 Pórtico 2 60
3.6 Ação do Vento sobre Cinco Pavimentos **61**
3.6.1 Velocidade característica do vento (Vk) **62**
3.6.2 Pressão dinâmica do vento (q) **62**
3.7 Direção x **63**
3.7.1 Coeficiente de arrasto Ca **63**
3.7.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae) **63**
3.7.3 Força de arrasto **64**
3.7.4 Inércia do pilar equivalente **64**

3.7.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 67
3.7.6 Parâmetro de instabilidade α 67
3.7.7 Coeficiente γ_z.....68
3.7.7.1 Pórtico 1 e 4 68
3.7.7.2 Pórtico 2 e 3 69
3.8 Direção y 71
3.8.1 Coeficiente de arrasto Ca 71
3.8.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae).....72
3.8.3 Força de arrasto 72
3.8.4 Inércia do pilar equivalente 73
3.8.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk) 75
3.8.6 Parâmetro de instabilidade α 75
3.8.7 Coeficiente γ_z.....76
3.8.7.1 Pórtico 1 e 3 76
3.8.7.2 Pórtico 2 77

CONSIDERAÇÕES FINAIS 81

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 82

ANEXOS 84

INTRODUÇÃO

O presente trabalho baseia-se na análise do comportamento dos pórticos, frente a ação do vento, para tanto utilizou-se software livre de análise estrutural do comportamento estrutural de pórticos da edificação, além tabelas e bibliografias específicas sobre o assunto, como auxílio nos procedimentos de cálculo e principalmente para verificação e análise dos resultados

Assim, buscou-se analisar e demonstrar a ação do vento sobre edificações de três e cinco pavimentos de mesmas características, exceto no que se refere à altura dos mesmos, para determinação de alfa e gama z da estrutura em estudo o que determinará se a estrutura será considerada de nós fixos ou nós rotulados, perante valores estipulados pela NBR 6123/2014.

Para o desenvolvimento dos cálculos, foi levado em consideração, minuciosamente, todas as cargas verticais atuantes na estrutura, tais como peso próprio de paredes, vigas, pilares e as respectivas reações das lajes, aplicando-se todas as normas vigentes para este modelo de edificação.

Em se falando em ação do vento sob a edificação, podemos destacar que seu estudo torna-se imprescindível, já nas fases iniciais do projeto, para que se estabeleça com segurança se a obra poderá ser executada dentro da legislação aplicável e se sua execução não acarretará problemas estruturais futuros.

Outro fator que merece ser citado é que embora existam normas aplicáveis no que se refere ao presente estudo, estas não estipulam as etapas para a obtenção das cargas atuantes verticalmente, fazendo com que os profissionais da área as considere, a grosso modo, ao contrário do que foi realizado no presente trabalho, onde tais cargas foram consideradas minunciosamente, fazendo com que os resultados aqui alcançados sejam os mais próximos da exatidão.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Vento

Carvalho e Pinheiro (2009) identificam que, os ventos são deslocamentos de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e, principalmente, pressão na atmosfera. Esses efeitos, em estruturas de grande altura ou em edificações em que a relação entre a altura e maior dimensão em planta é grande essas forças são muito importantes, podendo até a desencadear instabilidade na estrutura. Embora muitas estruturas tenham rigidez suficiente para que possam ser desprezados os efeitos de segunda ordem atuantes na estrutura, se houverem ações de vento significativas agindo sobre a estrutura esses efeitos necessitam ser levados em consideração no cálculo.

1.1.1 Definições

Barlavento - A região da edificação onde o vento sopra, diretamente ligado à posição da edificação.

Sobrepressão - Caracteriza-se como pressão efetiva que se encontra à acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).

Sotavento - A região da edificação oposta onde o vento sopra, diretamente ligado à posição da edificação.

Sucção - Caracteriza-se como pressão efetiva que se encontra a baixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

Superfície frontal - Define-se superfície frontal, a projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento, também conhecida como superfície de sombra.

Vento básico - Define-se vento básico o vento a que corresponde a velocidade básica do vento na região.

Vento de alta turbulência - Pode ser considerado um vento de alta turbulência em uma edificação, quando sua altura não exceda duas vezes a altura média das edificações nas vizinhas, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

a) 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;

b) 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;

c) 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;

d) 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Vento de baixa turbulência - Verificado em todos os demais casos.

1.2 Procedimento de Cálculo das Forças Devidas ao Vento nas Edificações

Segundo a NBR 6123/1988 - Forças devidas ao vento em edificações, diz:

As forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

a) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);

b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc.);

c) a estrutura como um todo.

1.3 Determinação das Forças Estáticas Devidas ao Vento

Para determinação das forças estáticas é fundamental o pleno conhecimento sobre três parâmetros.

1.3.1 Pressão dinâmica

Bellei (2010) relata que a pressão dinâmica depende essencialmente da velocidade "V_o", do vento e dos fatores que a influenciam, sendo elas:

a) a velocidade básica do vento, "V_o", adequada à determinado local onde a estrutura será constituída;

b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos S_1, S_2, S_3 para obtenção da velocidade característica do vento, "V_k".

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

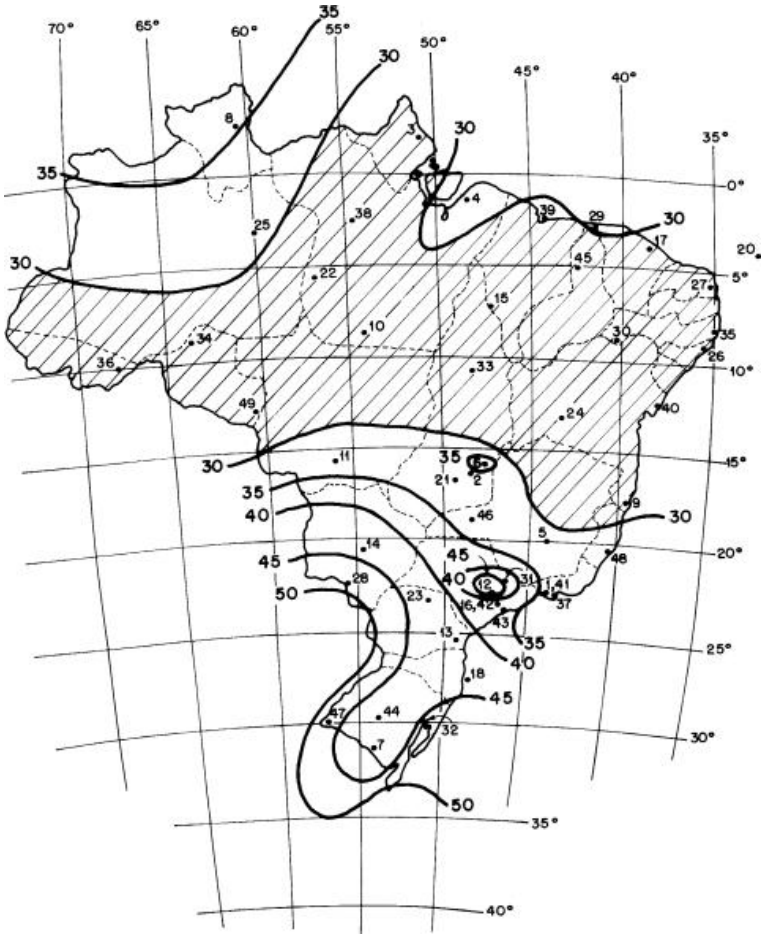
$$q = 0{,}613 \cdot V_k^2$$

1.3.1.1 Velocidade básica do vento V_0

A velocidade básica do vento, V_0, é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto (BLESSMANN, 1989).

Para obtenção desta velocidade observa-se a figura 1, admitindo-se que o vento básico possa vir a soprar de qualquer direção horizontal.

Figura 1: Mapa das isopletas da velocidade básica do vento V_0 em m/s



Fonte: Bellei (2010).

Observa-se que a velocidade básica no Brasil varia entre 30 m/s à 50 m/s, estando localizada a maior rajada na região de Foz do Iguaçu.

1.3.1.2 Fator topográfico S_1

Bellei (2010) relata que o fator topográfico S_1, leva em consideração as grandes variações na superfície do terreno, tais como, acelerações encontradas perto de colinas, proteções conferidas por vales profundos e os efeitos de afunilamento em vales.

O fator topográfico S_1 é determinado através da tabela 1 apontada pela NBR 6123/1988:

Tabela 1: Parâmetros meteorológicos (S_1)

	Topografia	S_1
a)	Terreno plano ou fracamente acidentado	1
b)	Encostas e cristais de morros em que ocorre aceleração do vento Vales com o efeito afunilamento	1
c)	Vales profundos, protegidos de ventos em qualquer direção	0,9

Fonte: NBR 6123/1998.

1.3.1.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade média geral do terreno em grandes extensões, da variação da velocidade do vento com a altura sobre o terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade.

Blessmann (1989), nota que à medida que aumentam as dimensões da edificação, aumenta o intervalo de tempo a usar no cálculo de velocidade e, consequentemente, diminui a velocidade característica do vento, pela diminuição do fator S_2.

No que diz respeito às dimensões, a norma define três classes de edificações, partes de edificações e sues elementos, com intervalos de tempo usados no cálculo de S_2, de respectivamente 3,5 e 10 segundos.

Estas classes segundo a NBR 6123/1988 são:

Classe A - todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte de edificação

na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal 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.

Assim, determinado o intervalo de tempo, o fator S_2 é obtido pela expressão:

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot (z/10)^p$$

Valores dos parâmetros b, p, $F_{r,II}$ e S_2 são apresentados na tabela 2.

A NBR 6123/1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias, numeradas de I a V, em ordem crescente de rugosidade.

Categoria I - Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Categoria II - Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

Categoria III - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Categoria IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Categoria V - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Tabela 2: Parâmetros meteorológicos (S_2)

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	B	1,10	1,11	1,12
		P	0,06	0,065	0,07
III	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: NBR 6123/1988.

1.3.1.4 Fator estático S_3

Fator estático S_3 é definido pela NBR 6123/1988 através da tabela 3, na qual considera os graus de segurança requerido e a vida útil da edificação. Tendo por base o período de recorrência de 50 anos para determinação da velocidade de V_0 e a probabilidade de 63 % de que essa velocidade seja igualada ou excedida nesse período.

Tabela 3: Valores mínimos do fator estático (S_3)

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança. Centrais de comunicações, 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

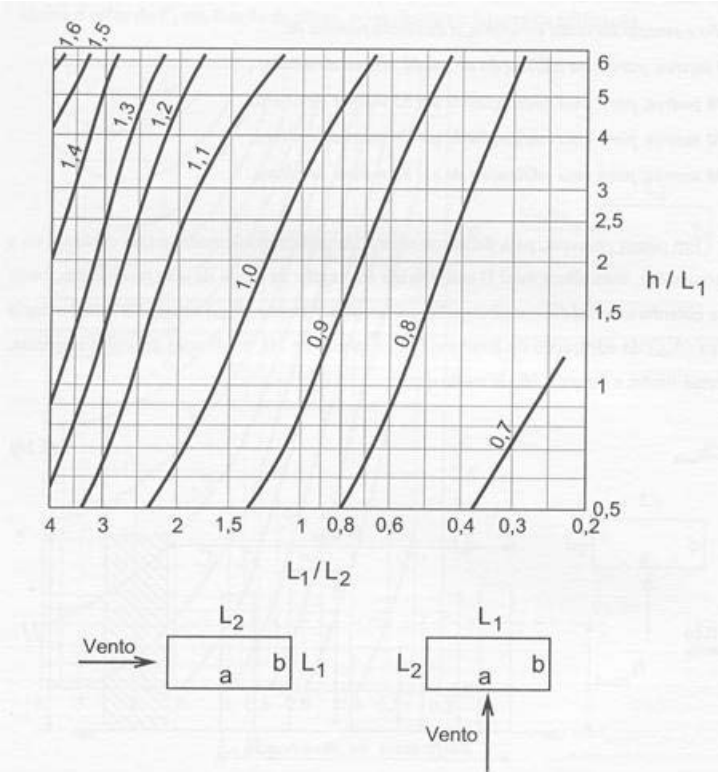
Fonte: Bellei (2010).

1.3.2 Coeficiente de arrasto

Após a determinação da zona da edificação ser de alta ou baixa turbulência através dos parâmetros do item 1.3.1, obtemos o coeficiente de arrasto nos gráficos da figura 2 e 3, a partir das relações H/L1 e L1/L2. Lembrando que somente é utilizado em edificações retangulares.

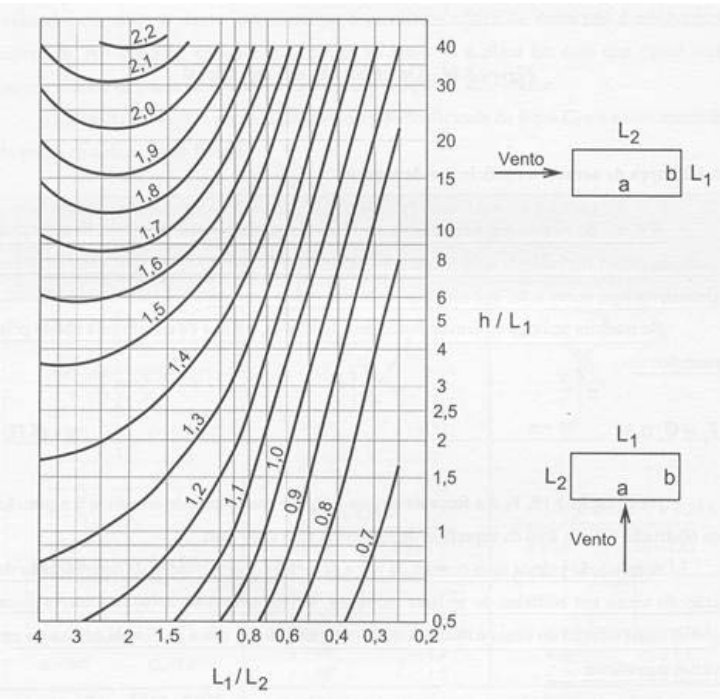
Onde H é a altura da edificação acima do terreno até o topo da edificação. A largura L1 é a dimensão da edificação perpendicular à direção do vento e L2 é a profundidade da edificação, na qual se encontra na direção do vento.

Figura 2: Coeficiente de arrasto Ca, para edificações retangulares em vento de alta turbulência



Fonte: NBR 6123.

Figura 3: Coeficiente de arrasto Ca, para edificações retangulares em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123.

1.3.3 Força de arrasto

A NBR 6123/1988, relata que a força de atrito são as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, obtida pela expressão seguinte:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Onde:

F_a= Força de arrasto

C_a= Coeficiente de arrasto

q = Pressão dinâmica

A_e= Área de aplicação do vento

1.4 Cargas

A Norma 6120/1980, fixa as condições exigíveis para determinação dos valores as cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais.

A Norma Classifica as cargas em duas categorias, sendo elas:

a) Carga Permanente (g);

b) Carga Acidental (a).

1.4.1 Carga permanente

A Norma 6120, afirma que esse tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

1.4.2 Carga acidental

Segundo NBR 6120, carga acidental é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).

1.5 Carregamentos

Um carregamento é especificado pelo conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

O carregamento pode ser normal, carregamento especial, carregamento de construção e carregamento excepcional.

1.5.1 Carregamento normal

O carregamento normal é um carregamento que se admite ter uma duração igual à vida útil da estrutura, considerando os respectivos valores característicos das ações permanentes e das combinações variáveis.

Na realização das combinações, será considerada uma das ações variáveis como principal, atuando com o seu respectivo valor característico F_k. Já as demais ações variáveis, secundárias, terão seus valores reduzidos pela combinação $\Psi_0 . F_k$.

Araújo (2003) demonstra a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{j=1}^{m} \gamma_{g,j} \cdot F_{gk,j} + \gamma_{q,1} \cdot F_{qk,1} + \sum_{i=2}^{n} \Psi_{oi} \cdot F_{qk,i} \cdot \gamma_{q,i}$$

Onde:

m = número de ações permanentes

$F_{gk,j}$ = ações características permanentes

n = número de ações variáveis

$F_{qk,i}$ = ações variáveis

γ_g = coeficiente de segurança de ação permanente

γ_q = coeficiente de segurança de ação variável

Obs: Os valores de Ψ_0 podem ser obtidos pela tabela 2 da NBR 7190/1997.

Araújo salienta que para subestrutura contraventada, pode-se considerar apenas as cargas permanentes e a carga acidental. Deste modo a expressão passa a ser:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk,1}$$

Onde F_{gk} representa as ações permanentes como peso próprio da estrutura, alvenarias, revestimentos entre outros. E $F_{qk,1}$ representa as cargas acidentais em função da edificação.

1.5.2 Coeficientes parciais para as ações

Os coeficientes parciais de segurança γ_g e γ_q tem por objetivo majorarem as ações tanto permanentes como variáveis, as quais provocam efeitos considerados desfavoráveis para a integridade da estrutura.

Araújo (2003) cita a NBR 6118/2003 à qual fornece as tabelas 4 e 5:

Tabela 4: Coeficientes parciais para as ações permanentes

Carregamentos	Para Efeitos	
	Desfavoráveis	**Favoráveis**
Normais	$\gamma_g = \mathbf{1,4}$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$

Fonte: Araújo (2003).

Tabela 5: Coeficientes parciais para as ações variáveis

Carregamentos	Ações variáveis	
	Geral, incluídas as cargas acidentais móveis	**Temporária (variação da temperatura)**
Normais	$\gamma_q = \mathbf{1,4}$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais	$\gamma_q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Fonte: Araújo (2003).

A NBR 6118/2014 permite que, para as cargas permanentes de baixa variabilidade, peso próprio, o coeficiente γ_g seja reduzido de 1,4 para 1,3.

1.6 Estabilidade Global de 2ª Ordem

A NBR 6118/2014 estipula que a análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo. Distinguindo os seguintes efeitos de segunda ordem:

Efeitos globais: Os esforços globais de 2ª ordem são decorrentes da ação de cargas verticais e horizontais diretamente nos nós de uma determinada estrutura, deslocando a mesma horizontalmente.

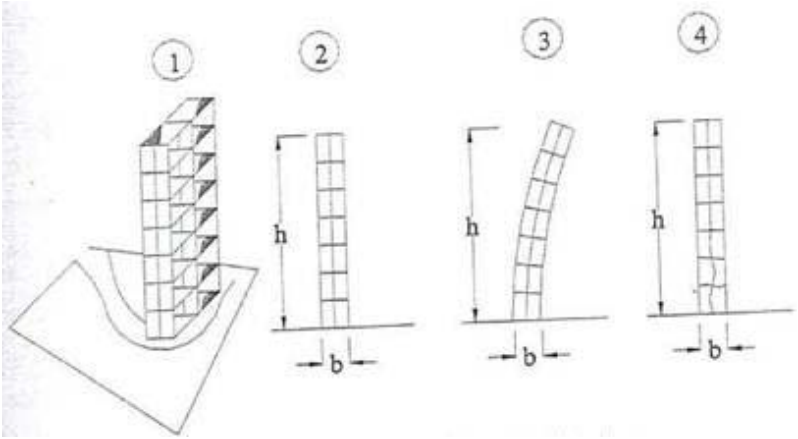
Efeitos locais: Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Efeitos localizados: Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilinidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados. O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões.

Lembrando que os efeitos de primeira ordem são obtidos através de cálculos nos quais, considera-se a estrutura como indeformada.

A rigidez, ou eficiência, dos sistemas de contraventamento de estruturas de concreto armado tem sido avaliada a partir de parâmetros de sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem. Tais parâmetros indicam se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos ou de nós móveis, o que indicará se os efeitos globais de 2ª ordem poderão, ou não, ser desprezados durante a análise da estrutura.

Figura 4: Esquema estrutural de um edifício alto



1) Perspectiva esquemática; 2) estrutura verticalmente indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores.
Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

1.6.1 Estruturas de nós fixos e nós móveis

Carvalho e Pinheiro (2009) citam a NBR 6118/2003, a qual define estruturas de nós fixos como aquelas em que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais de segunda ordem.

Logo, definem-se como estruturas de nós móveis como aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem), são chamadas estruturas de nós moveis. Nessas estruturas, devem ser obrigatoriamente considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

1.6.2 Classificação das estruturas

Conforme Melgues (2009), as estruturas dos edifícios podem ser classificadas, segundo sua rigidez, em contraventadas e não-contraventadas.

As estruturas contraventadas são as que dispõem de uma subestrutura de contraventamento suficientemente rígida para absorver praticamente todas as ações horizontais. Os nós dessas estruturas em geral apresentam pequenos

deslocamentos horizontais, podendo-se, assim, dispensar a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, constituídos pelos esforços adicionais advindos desses deslocamentos. Neste caso, a estrutura é dita indeslocável ou de nós fixos.

Já as estruturas não-contraventadas, também conhecidas como estruturas deslocáveis ou de nós móveis, possuem pouca rigidez com relação às ações horizontais e os efeitos de 2ª ordem global devem ser obrigatoriamente considerados.

Enquanto os efeitos de 2ª ordem globais estão associados à deslocabilidade dos nós, os efeitos de 2ª ordem locais estão associados à não retilinidade dos eixos das barras.

Portanto, nas estruturas de nós fixos, somente o efeito de 2ª ordem local deve ser considerado. Já nas estruturas de nós móveis, os efeitos de 2ª ordem local e global devem ser considerados.

São exemplos de subestruturas de contraventamento as caixas de elevadores e escadas, bem como pilares-parede. Por outro lado, mesmo elementos de pequena rigidez podem, em seu conjunto, contribuir de maneira significativa na rigidez a ações horizontais, podendo, portanto, ser incluídos na subestrutura de contraventamento. Assim, pode-se dizer que todo elemento, ou sistema estrutural, desde que seja capaz de absorver esforços horizontais, independente de sua rigidez relativa aos demais elementos da estrutura, está apto a compor a subestrutura de contraventamento. A decisão de considerá-lo, ou não, como parte integrante desta subestrutura está associada à conveniência do projetista estrutural em produzir alguma simplificação adicional no modelo, visando reduzir o esforço da análise, ou mesmo gerar um modelo com comportamento conhecido, portanto mais confiável.

No presente trabalho, independente do número de pavimentos nas edificações é considerado apenas sistemas de contraventamento constituídos por pórticos.

1.6.3 Parâmetro de instabilidade α

A NBR 6118/2014 estipula que para uma estrutura reticulada simétrica possa ser considerada como sendo de nós fixos seu parâmetro de instabilidade α

deve ser obrigatoriamente de valor menor se comparado com $\alpha 1$. Obtidos através das seguintes expressões:

$$\alpha = H_{tot}\sqrt{\frac{N_k}{E_c I_c}}$$

Onde:

α_1 = 0,2 + 0,1n se: n ≤ 3

α_1 = 0,6 se: n ≥ 4

Onde:

n = é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} = é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = é a somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_c I_c$ = representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_c I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

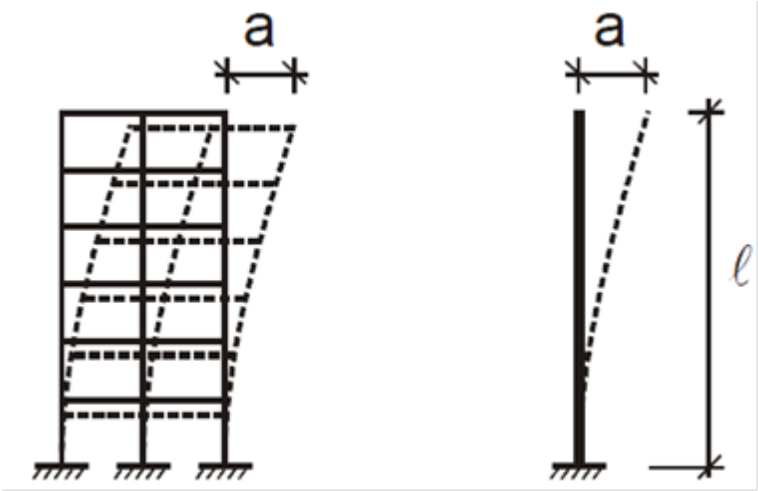
Araújo (2009) ressalta que o limite 0,6 pode ser aumentado para 0,7 quando o contraventamento for constituído exclusivamente por pilares-parede. Esse limite deve ser reduzido para 0,5 quando o contraventamento for feito apenas por pórticos. O limite 0,6 é empregado quando o contraventamento é garantido por associações de pórticos e pilares-parede.

Para obtenção de I_c deve-se calcular considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

a) calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal;
b) calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot}, tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Figura 5: Deslocamento horizontal



Fonte: Bittencourt (2004).

$$EI_{eq} = \frac{F_h \, h_{tot}^3}{3U}$$

Onde:

h_{tot} é a altura do pórtico ou do pilar de seção variável.

Melges (2009) relata que na análise de estabilidade global, o valor de I_c deve ser calculado considerando-se as seções brutas dos pilares. O valor do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangencial é dado pela seguinte expressão:

$$E_c = 0{,}85 \, .5600\sqrt{f_{ck}}$$

Obs: resultando em MPa

1.6.4 Coeficiente γ_z

De acordo com a NBR 6118/2014, o coeficiente γ_z pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento.

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ = o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum H_{vi} \cdot h_i$$

$\Delta M_{tot,d}$ = a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição: γ_z ≤ 1,1.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^{n} \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

2 METODOLOGIA

2.1 Classificação da Pesquisa

A pesquisa classifica-se como estudo de caso, realizada através de estudos e aplicações obtidos de materiais já existentes e publicados. Quanto os procedimentos, é uma pesquisa de fonte de papel.

2.2 Planejamento da Pesquisa

A pesquisa em questão pode ser dividida em três etapas de cálculo: reações das lajes, ações do vento e estabilidade global. Na primeira etapa são calculadas todas as cargas atuantes, esforços cortantes e reações nas lajes, posteriormente as ações nas vigas. Na segunda etapa serão calculadas as ações do vento sobre a estrutura. Na última etapa será realizada a análise da estabilidade global da estrutura. Este processo será realizado primeiramente pela análise do parâmetro de instabilidade α e por último a análise do coeficiente γ_z.

2.2.1 Procedimento de coleta e interpretação de dados

Após a delimitação do tema, buscaram-se assuntos através da revisão bibliográfica para obtenção das informações necessárias para o seguimento da pesquisa.

A partir da adoção de um projeto padrão de edificação serão realizadas todas as combinações de vento possíveis sobre edificações de três e cinco pavimentos.

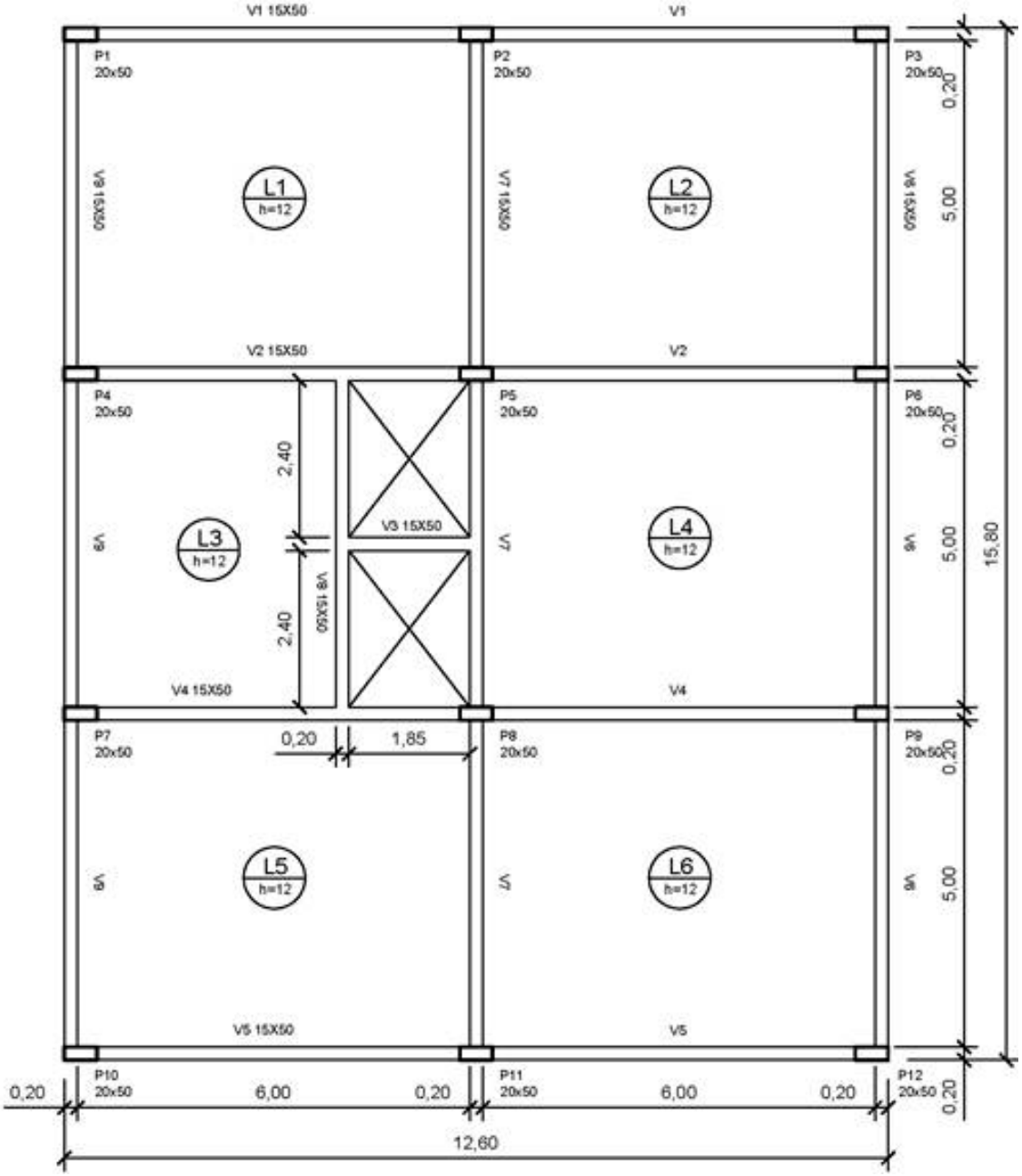
O procedimento de coleta de dados para o cálculo das ações das lajes e vigas será realizada sobre o material, Estruturas de concreto armado I. Material confeccionado por Paulo Cesar Rodrigues, professor da universidade Unijuí.

A coleta de dados para cálculo das ações do vento e procedimentos de cálculos de estabilidade global será obtida, atendida, pela NBR 6123 (1988), NBR 6118 (2014) e NBR 6120 (1980), além de bibliografias complementares.

Será adotado fck de 25 Mpa como resistência do concreto.

A análise das duas situações de estruturas será realizada sobre a seguinte planta.

Figura 6: Proposta de estudo



Ao decorrer das análises, para a obtenção dos deslocamentos horizontais da estrutura, pórticos, se fará uso do software livre Ftool.

2.3 Estudo de Caso

As análises serão realizadas sobre duas estruturas com mesmas características, modificando apenas sua altura. Ambas as estruturas estão localizadas em terreno plano na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, com baixa densidade populacional.

3 RESULTADOS

3.1 Ações das Vigas

3.1.1 Peso próprio de vigas

Todas as vigas no presente trabalho apresentam as mesmas dimensões, no valor de 15 x 50 centímetros.

$$g_{pp} = bw \,.\, h \,.\, \gamma_{conc}$$

$$g_{pp} = 0{,}15 \,.\, 0{,}50 \,.\, 25 = 1{,}88 \; kN/m$$

3.1.2 Peso próprio de paredes

$$g_{par} = e \,.\, h \,.\, \gamma_{par}$$

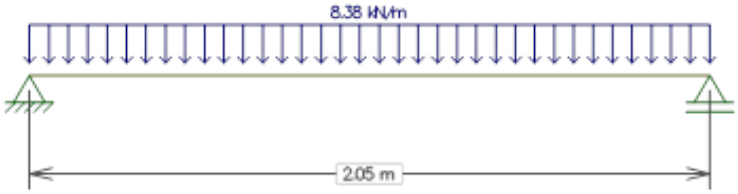
$$g_{par} = 0{,}20 \,.\, (3 - 0{,}50) \,.\, 13 = 6{,}5 \; kN/m$$

Lembrando que, o peso próprio das paredes estará somente presente nos pavimentos tipo, desprezando-se o uso no pavimento cobertura.

3.1.3 Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8

3.1.3.1 Pavimento tipo

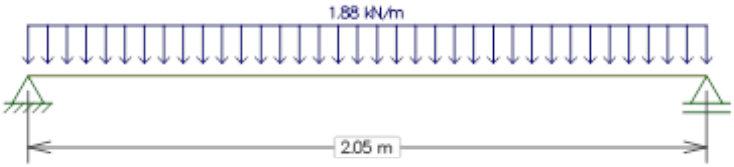
Figura 7: Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8 no pavimento tipo



Va = Vb = 8,40 kN

3.1.3.2 Pavimento cobertura

Figura 8: Descarregamento da viga V3 nas vigas V7 e V8 no pavimento cobertura

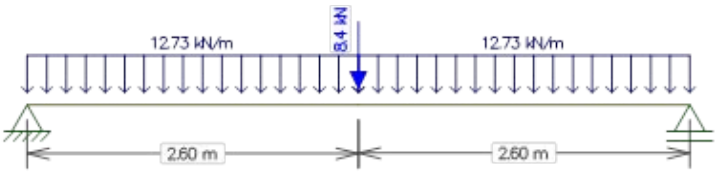


Va = Vb = 1,9 kN

3.1.4 Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4

3.1.4.1 Pavimento tipo

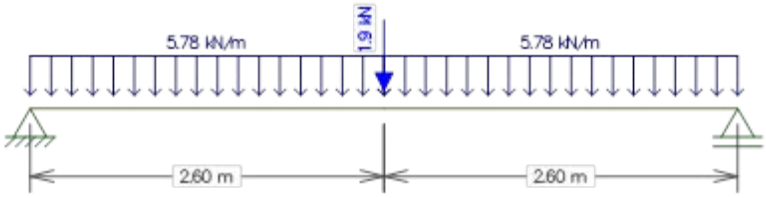
Figura 9: Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4 no pavimento tipo



Va = Vb = 37,3 kN

3.1.4.2 Pavimento cobertura

Figura 10: Descarregamento da viga V8 nas vigas V2 e V4 no pavimento cobertura



Va = Vb = 16 kN

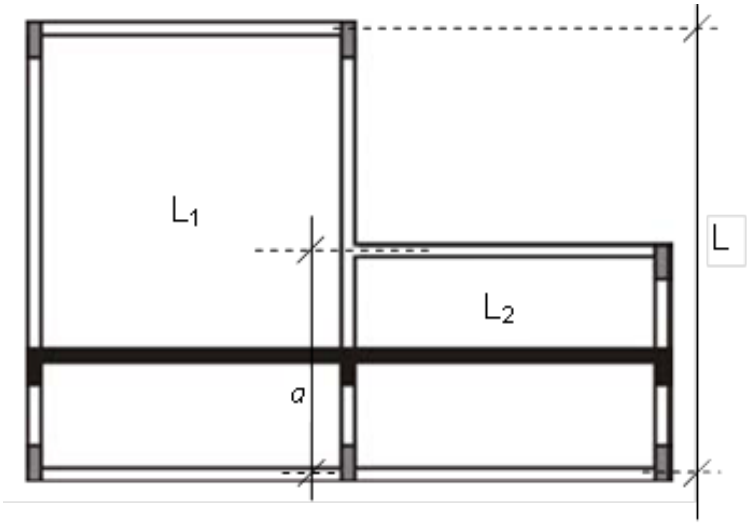
3.2 Cálculo das Reações

Neste processo, serão calculadas minuciosamente todas as reações das lajes nas vigas. No anexo A e B, foram dispostos os valores finais referentes aos momentos fletores, respectivo a cada laje. Valores que não influenciam no desenvolvimento do presente estudo.

3.2.1 Pavimento tipo

No caso onde as lajes não possuem continuidade ao longo de todo o lado comum, laje L1 e L5 em relação a L3, o critério para se considerar a vinculação se mostrou necessário o completo engastamento entre as mesmas, Figura 11.

Figura 11: Lajes parcialmente contínuas

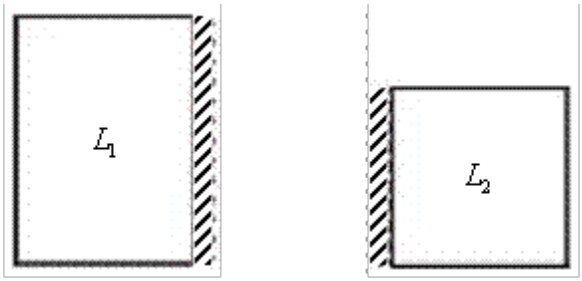


$$a \geq \frac{2}{3} L$$

$$415 \geq \frac{2}{3} 620$$

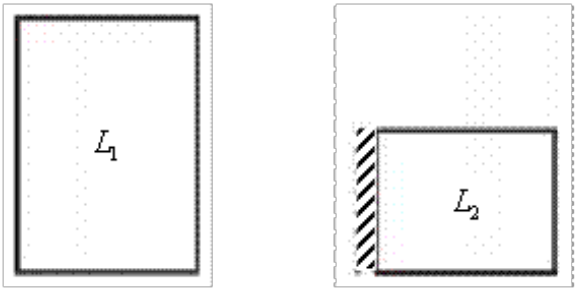
$$415 \geq 413$$

Figura 12: Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $a \geq \frac{2}{3}L$



Caso o valor de “a”, resultasse em um valor menor que a relação $\frac{2}{3}L$, a laje com maior dimensão, L1 e L5, seriam consideradas simplesmente apoiadas e a laje de menor dimensão, já a laje L3 seria considerada engastada nas lajes L1 e L5.

Figura 13: Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $a \leq \frac{2}{3}L$



b) Cargas Atuantes

O cálculo realizado a seguir, referente a cargas permanentes e carga acidental, será utilizado para todas as lajes do pavimento tipo, devido à igualdade de características entre as mesmas.

b.1) Cargas permanentes (g)

b.1.1) Peso próprio da laje

$gpp = h \cdot \gamma_{conc}$

$gpp = 0{,}12 \cdot 25 = 3{,}00$ kN/m²

b.1.2) Revestimento Superior

Para revestimento superior será adotado o uso de cerâmica, com carga atuante no valor de 0,90 kN/m².

b.1.3) Revestimento Inferior

Para revestimento inferior será adotado o uso de argamassa, com carga atuante no valor de 0,40 kN/m².

b.2) Carga Acidental (a)

Com base na tabela 2 da NBR 6120/1980, extraiu-se para carga acidental, a carga atuante no valor de 1,5 kN/m².

O somatório das cargas permanentes e atuantes resultou no valor de:

P = g + a

P = 3,00 + 0,90 + 0,40 + 1,5 = 5,8 kN/m²

3.2.1.1 Lajes L1, L2, L5 e L6

Pelo fato das lajes L1, L2, L5 e L6, possuírem as mesmas características utiliza-se o mesmo desenvolvimento de cálculo para ambas.

a) Modelo estrutural, vinculações e vãos teóricos.

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19$$

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11b, caso 3, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}732 \,.\, \frac{p.l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}732 \,.\, \frac{5{,}8 \,.\, 5{,}2}{4}$$

$$R_{xa} = 5{,}52 \; kN/m$$

$$R_{xb} = 1{,}732 \,.\, R_{xa}$$

$$R_{xb} = 1{,}732 \,.\, 5{,}52$$

$$R_{xb} = 9{,}56 \; kN/m$$

$$R_{ya} = R_{xa} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y} \right)$$

$$R_{ya} = 5{,}52 \cdot \left(2 - \frac{5{,}2}{6{,}2} \right)$$

$$R_{ya} = 6{,}41\ kN/m$$

$$R_{yb} = 1{,}732 \cdot R_{ya}$$

$$R_{yb} = 1{,}732 \cdot 6{,}41$$

$$R_{yb} = 11{,}10\ kN/m$$

3.2.1.2 Laje L3

a) Modelo estrutural, vinculações e vãos teóricos

$$\frac{ly}{lx} = \frac{520}{415} = 1{,}25 < 2$$

Logo, laje armada em duas direções.

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{415}{520} = 0{,}80 > 0{,}577$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11.c, caso 4B segunda opção, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}577 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}577 \cdot \frac{5{,}8 \cdot 5{,}2}{4}$$

$$R_{xa} = 4{,}35\ kN/m$$

$$R_{yb} = \frac{p \cdot l_x}{4} \cdot \left(2 - 0{,}577 \cdot \frac{l_x}{l_y} \right)$$

$$R_{yb} = \frac{5{,}8 \cdot 5{,}2}{4} \cdot \left(2 - 0{,}577 \cdot \frac{5{,}2}{4{,}15} \right)$$

$$R_{yb} = 9{,}62\ kN/m$$

3.2.1.3 Laje L4

a) Modelo estrutural, vinculações e vãos teóricos

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19 < 2$$

Logo, laje armada em duas direções.

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11.b, caso 4A segunda opção, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{p.l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{5{,}8\,.5{,}2}{4}$$

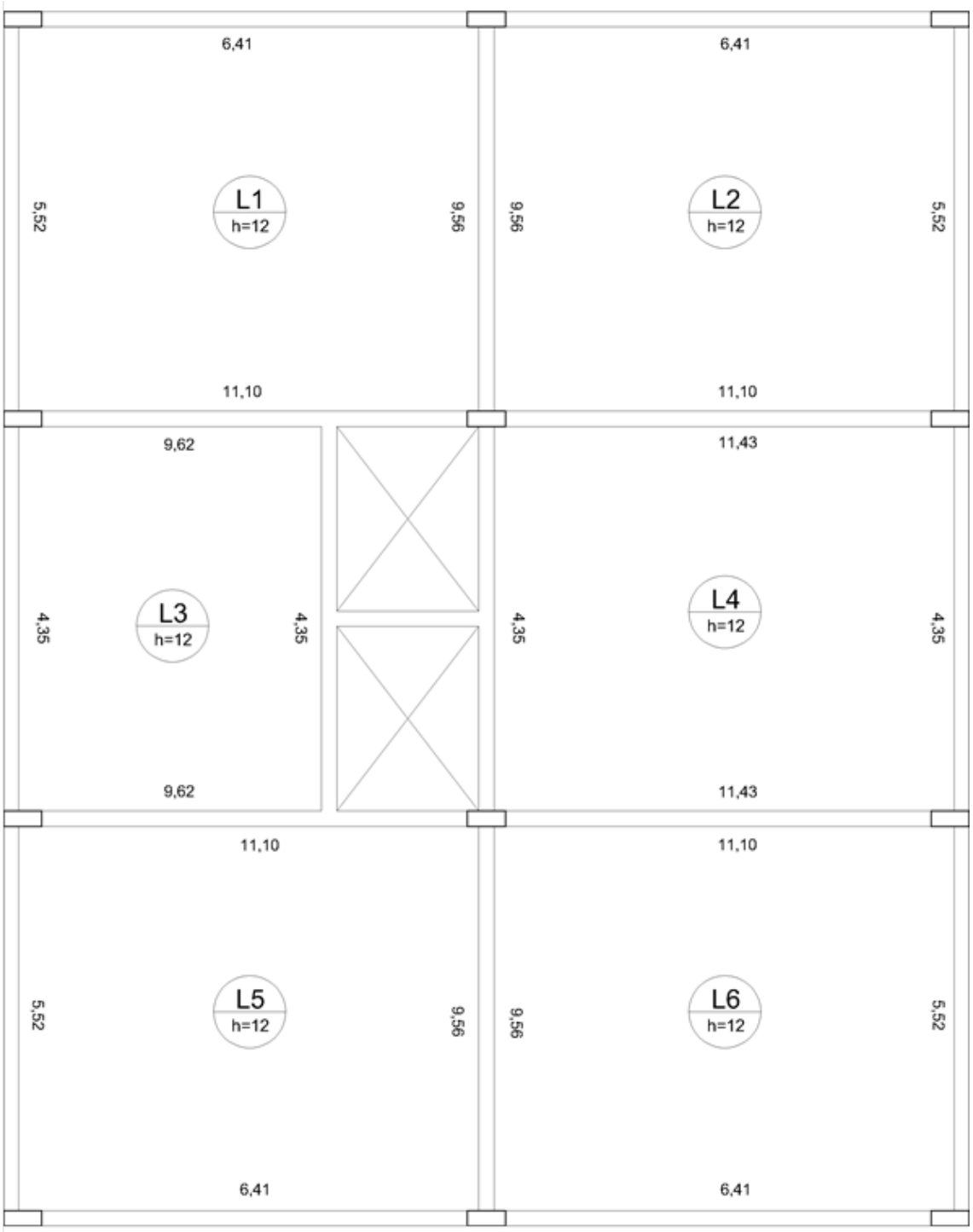
$$R_{xa} = 4{,}35\ kN/m$$

$$R_{ye} = \frac{p.l_x}{4}\,.\left(2 - 0{,}577\,.\ \frac{l_x}{l_y}\right)$$

$$R_{ye} = \frac{5{,}8\,.\,5{,}2}{4}\,.\left(2 - 0{,}577\,.\ \frac{5{,}2}{6{,}2}\right)$$

$$R_{ye} = 11{,}43\ kN/m$$

Figura 14: Reações pavimentos tipo



Fonte: Autoria Própria.

3.2.2 Pavimento cobertura

Novamente existe a necessidade da verificação da relação $a \geq \frac{2}{3}L$, resultando na mesma situação.

$415 \geq 413$

O cálculo realizado a seguir, referente a cargas permanentes e carga acidental, será utilizado para todas as lajes do pavimento cobertura, devido à igualdade de características das mesmas.

b) Cargas atuantes

b.1) Cargas permanentes (g)

b.1.1) Peso próprio da laje

$gpp = h \cdot \gamma_{conc}$

$gpp = 0{,}12 \cdot 25 = 3{,}00$ kN/m²

b.1.2) Revestimento Inferior

Para revestimento inferior será adotado o uso de argamassa, com carga atuante no valor de 0,40 kN/m².

b.1.3) Peso próprio do telhado

Para a carga atuante do telhado, será adotado o valor de 0,30 kN/m².

b.2) Carga Acidental (a)

Com base na tabela 2 da NBR 6120/1980, extraiu-se para carga acidental, a carga atuante no valor de 1,5 kN/m².

O somatório das cargas atuantes resultou no valor de:

P = g + a

P = 3,00 + 0,40 +0,30 + 1,5 = 5,2 kN/m²

3.2.2.1 Lajes L1, L2, L5 e L6

Pelo fato das lajes L1, L2, L5 e L6, possuírem as mesmas características utiliza-se o mesmo desenvolvimento de cálculo para ambas.

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11.b, caso 3, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}732 \,.\, \frac{p.l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}732 \,.\, \frac{5{,}2 \,.\, 5{,}2}{4}$$

$$R_{xa} = 4{,}95 \; kN/m$$

$$R_{xe} = 1{,}732 \,.\, R_{xa}$$

$$R_{xe} = 1{,}732 \,.\, 4{,}95$$

$$R_{xe} = 8{,}57 \; kN/m$$

$$R_{ya} = R_{xa} \,.\, \left(2 - \frac{l_x}{l_y} \right)$$

$$R_{ya} = 4{,}95 \,.\, \left(2 - \frac{5{,}2}{6{,}2} \right)$$

$$R_{ya} = 5{,}75 \; kN/m$$

$$R_{ye} = 1{,}732 \,.\, R_{ya}$$

$$R_{ye} = 1{,}732 \,.\, 5{,}75$$

$$R_{ye} = 9{,}96 \; kN/m$$

3.2.2.2 Laje L3

a) Modelo estrutural, vinculações e vãos teóricos.

$$\frac{ly}{lx} = \frac{520}{415} = 1{,}25 < 2$$

Logo, laje armada em duas direções.

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{415}{520} = 0{,}80 > 0{,}577$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11.c, caso 4B segunda opção, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{p.l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{5{,}2\,.5{,}2}{4}$$

$$R_{xa} = 3{,}90\ kN/m$$

$$R_{ye} = \frac{p.l_x}{4}\,.\left(\,2 - 0{,}577\,.\ \frac{l_x}{l_y}\right)$$

$$R_{ye} = \frac{5{,}2\,.\,5{,}2}{4}\,.\left(\,2 - 0{,}577\,.\ \frac{5{,}2}{4{,}15}\right)$$

$$R_{ye} = 8{,}63\ kN/m$$

3.2.2.3 Laje L4

a) Modelo estrutural, vinculações e vãos teóricos

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19 < 2$$

Logo, laje armada em duas direções.

b) Reações de apoio

$$\frac{ly}{lx} = \frac{620}{520} = 1{,}19$$

Devido às condições de contorno, vinculações, as lajes se enquadram na tabela 6.11.b, caso 4A segunda opção, anexo J.

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{p.l_x}{4}$$

$$R_{xa} = 0{,}577 \,.\frac{5{,}2\,.5{,}2}{4}$$

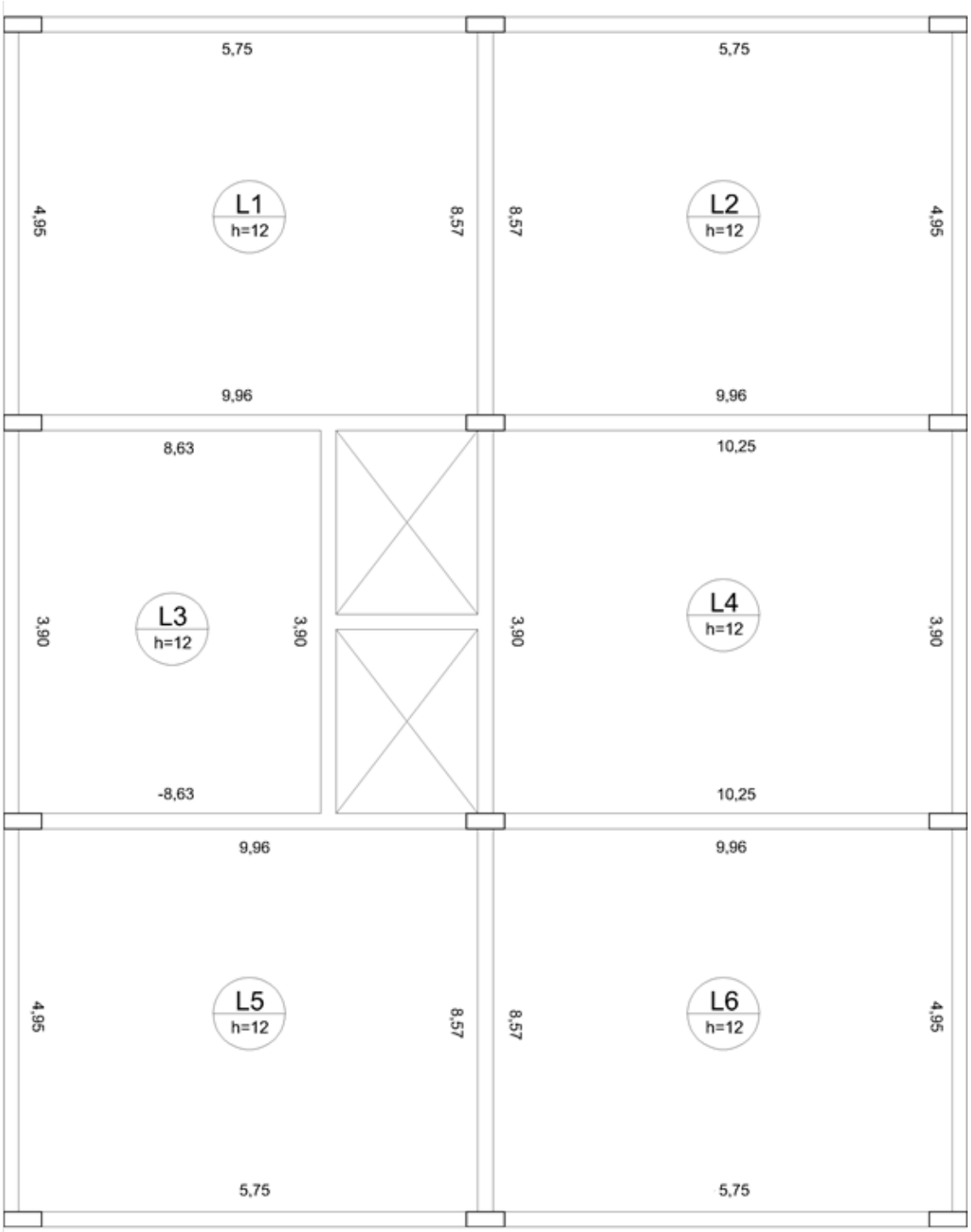
$$R_{xa} = 3{,}90\ kN/m$$

$$R_{ye} = \frac{p.l_x}{4}\,.\left(\,2 - 0{,}577\,.\ \frac{l_x}{l_y}\right)$$

$$R_{ye} = \frac{5{,}2\,.\,5{,}2}{4}\,.\left(\,2 - 0{,}577\,.\ \frac{5{,}2}{6{,}2}\right)$$

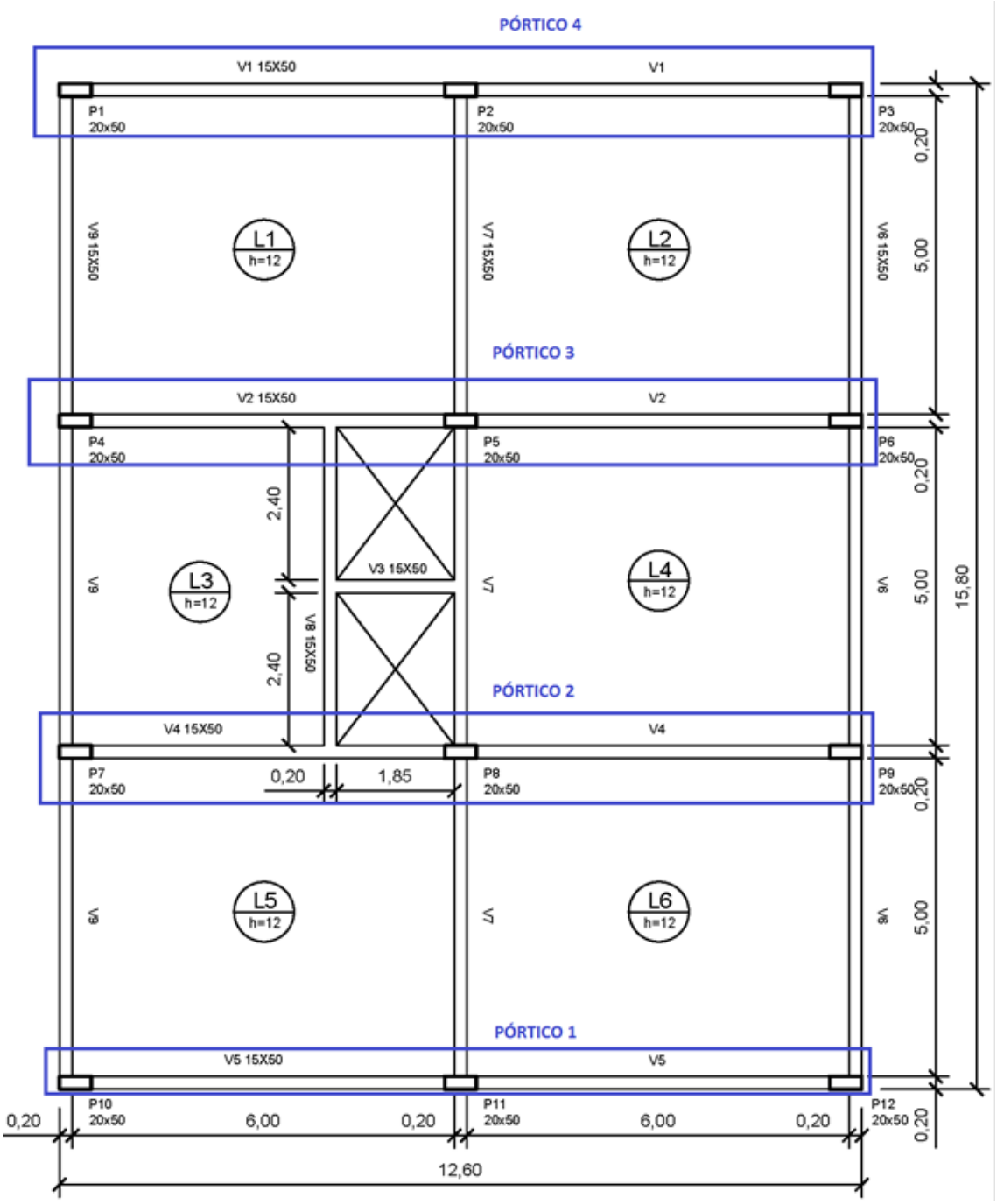
$$R_{ye} = 10{,}25\ kN/m$$

Figura 15: Reações pavimento cobertura



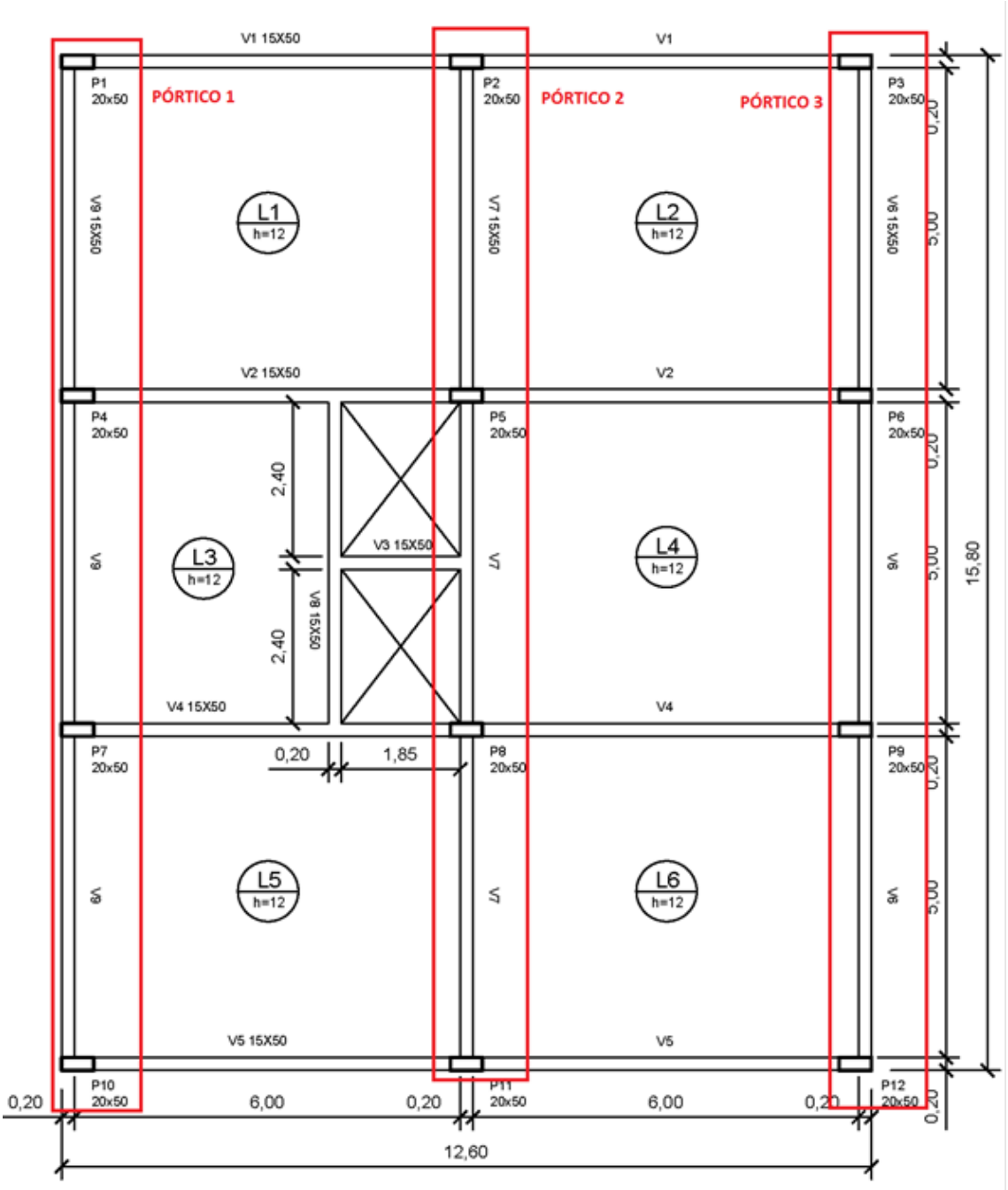
Fonte: Autoria Própria.

Figura 16: Pórticos na direção X



Fonte: Autoria Própria.

Figura 17: Pórticos na direção Y



Fonte: Autoria Própria.

3.3 Ação do Vento sobre três Pavimentos

Para o desenvolvimento dos cálculos, a edificação será considerada na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, com terreno plano em uma região com baixa densidade populacional.

3.3.1 Velocidade característica do vento (Vk)

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_o = 45 m/s$$

$$S_1 = 1{,}00$$

Valores de S_2, obtidos através da fórmula:

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot (z/10)^p$$

Onde:

$$b = 0{,}86$$

$$p = 0{,}12$$

$$F_r = 1$$

Tabela 6: Valores de S_2

Altura (m)	3,00	6,00	9,00
S2	0,744	0,809	0,849

$$S_3 = 1$$

Tabela 7: Velocidade característica

Altura (m)	3,00	6,00	9,00
Vk (m/s)	33,49	36,40	38,21

3.3.2 Pressão dinâmica do vento (q)

$$q = 0{,}613 \cdot V_k^2$$

Tabela 8: Pressão dinâmica do vento

Altura (m)	3,00	6,00	9,00
q (kN/m²)	0,688	0,812	0,895

3.4 Direção x

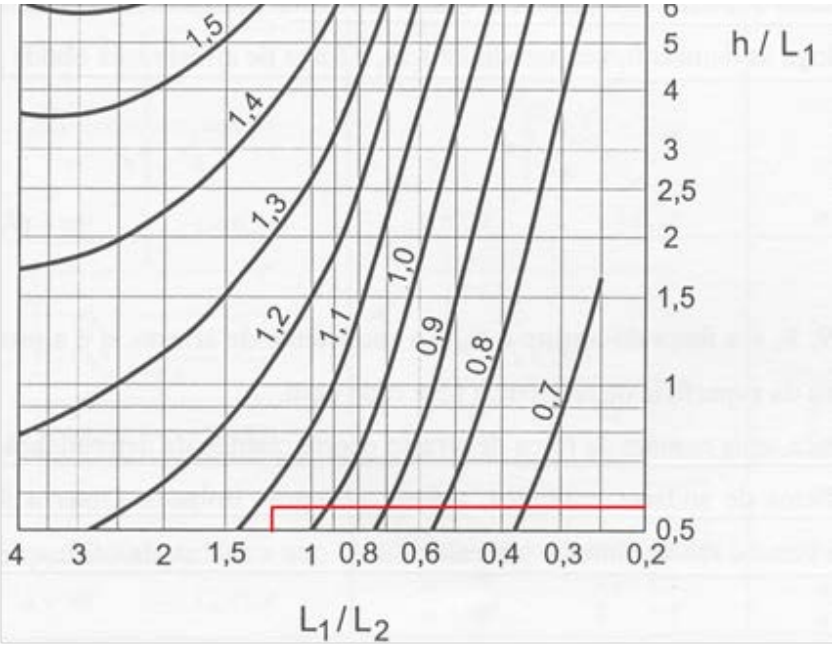
3.4.1 Coeficiente de arrasto Ca

Para resolução da seguinte tabela, fez-se uso do gráfico de baixa turbulência, obtendo, para coeficiente de arrasto, na direção de x o valor de 1,08.

Tabela 9: Coeficiente de arrasto

L1 (perp)	15,80
L2 (paral)	12,60
H	9,00
L1/L2	1,25
H/L1	0,57
Ca_x	1,08

Figura 18: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção x



3.4.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae)

Tabela 10: Área efetiva de aplicação da força do vento

Pavimento	1	2	3
Ae (m²)	47,40	47,40	23,70

3.4.3 Força de arrasto

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Tabela 11: Cálculo da força de arrasto

Pav	H(m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m²)	Ae (m²)	Fa (kN)	Fd (kN)
1	3,00	0,744	33,49	0,688	47,40	35,20	49,29
2	6,00	0,809	36,40	0,812	47,40	41,58	58,21
3	9,00	0,849	38,21	0,895	23,70	22,91	32,08
Total						99,69	139,57

3.4.4 Inércia do pilar equivalente

a) Módulo de plasticidade longitudinal

O valor de fck adotado será no valor de 25 Mpa.

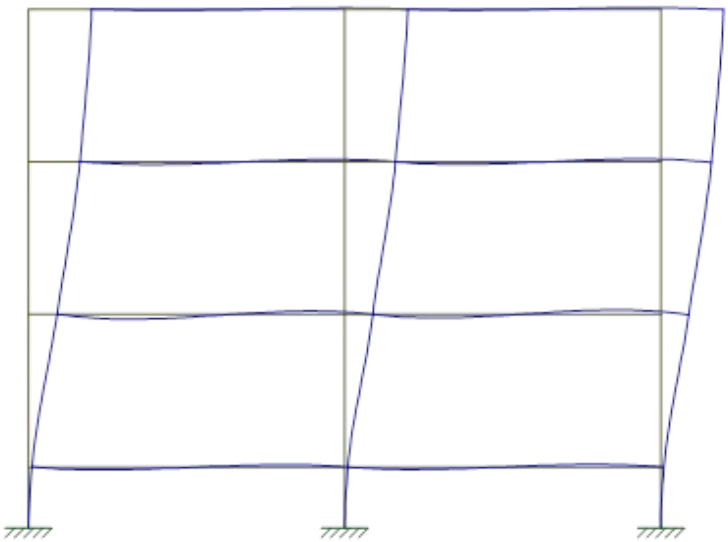
$$E_c = 0{,}85 \cdot 5600 \sqrt{fck}$$

$$E_c = 2{,}38 \; x \; 10^{-7} \; kN/m^2$$

b) Deslocamento horizontal do pórtico.

Figura 19: Carregamento horizontal da força do vento

Figura 20: Deslocamento horizontal do pórtico



O deslocamento encontrado no topo da edificação é de 0,4405 centímetros. Lembrando que as cargas atuantes horizontalmente foram divididas pelo respectivo número de pórticos na direção x, neste caso, quatro.

c) Inércia do pilar equivalente

$$EI_{eq} = \frac{F_h\ h_{tot}^3}{3U}$$

$$EI_{eq} = \frac{34{,}89\ .\ 9^3}{3\ .\ 0{,}004405\ .\ 2{,}38\ x\ 10^{-7}}$$

$$EI_{eq} = 8{,}09\ x\ 10^{12}$$

3.4.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Para a obtenção dos valores abaixo, fez-se mão da soma da(s) respectiva(s) reações atuantes na viga com as ações atuantes na mesma, calculadas anteriormente.

Tabela 12: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Tipo	Valor	Total (kN)
Laje do pavimento	((5 x (5,8 x 5,2 x 6,2) + (5,8 x 5,2 x 4,15)) x 2)	2120
Laje forro	((5 x (5,2 x 5,2 x 6,2) + (5,2 x 5,2 x 4,15)) x 1)	950
Paredes vert. de 20 cm	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,20 x 2,5 x 13) x 3	2041
Vigas 15 x 50	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,15 x 0,50 x 25) x 3	589
Pilares	((0,20 x 0,50 x (3 - 0,50) x 25 x 12) x 3	225
Total Final		5925

3.4.6 Parâmetro de instabilidade α

Ressalta-se que para o cálculo do parâmetro de instabilidade, utiliza-se a carga atuante verticalmente no seu valor característico, não majorado.

Devido às mesmas características físicas entre os pórticos 1, 2, 3 e 4, na direção de x, obteve-se o mesmo valor para o parâmetro de instabilidade α.

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{eq} I}} < 0{,}5$$

$$\alpha = 9 \cdot \sqrt{\frac{5925}{2{,}38 \, x \, 10^{-7} \cdot 8{,}09 \, x \, 10^{12}}}$$

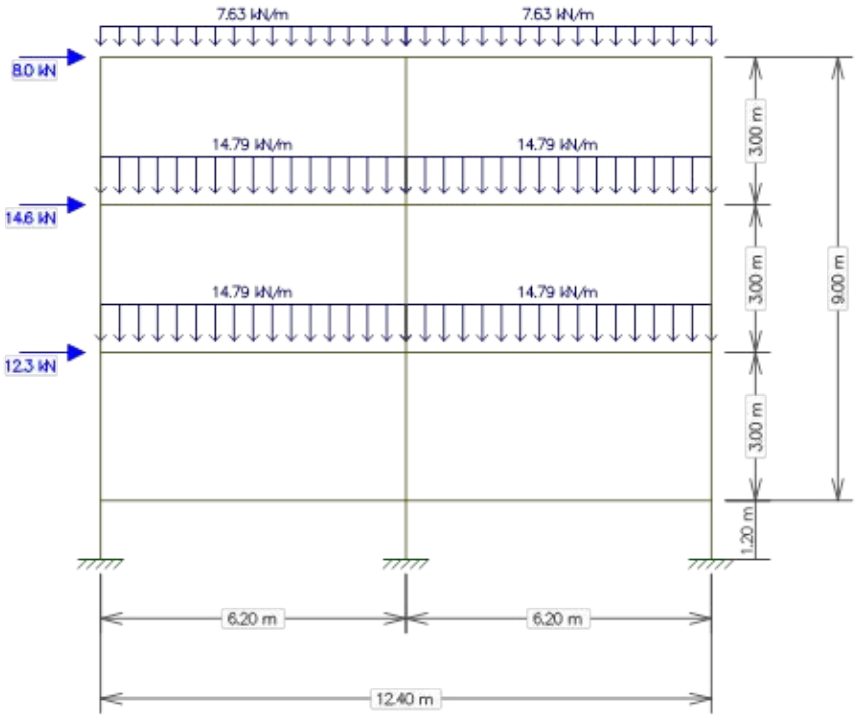
$$\alpha = 0{,}50 = 0{,}50$$

Como resultou $\alpha = 0{,}5$, significa que os dois pórticos considerados não são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício na direção x.

3.4.7 Coeficiente γ_z

3.4.7.1 Pórtico 1 e 4

Figura 21: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4



a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 13: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,004604	6,64
1	2011,57	1,3	0,003677	9,35
Térreo	2011,57	1,3	0,002001	5,11
Total				21,10

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} . h_i$$

Tabela 14: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} . h_i$ (kN.m)
Cobertura	8,02	9,00	72,17
1	14,55	6,00	87,31
Térreo	12,32	3,00	36,96
Total			196,45

$M_{1,tot,d} = 4$ (número de pórticos na direção x) . 196,45 = 785,79 kN.m

c) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

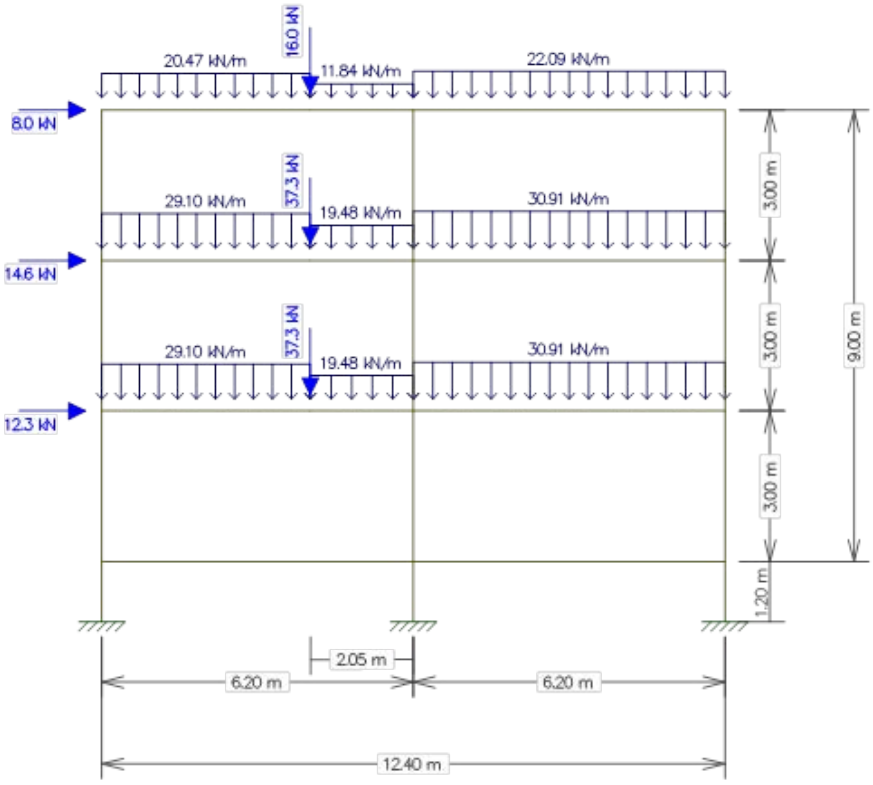
$$\gamma_z = 1,028 < 1,1$$

O pórtico pode ser considerado de nós fixos.

3.4.7.2 Pórtico 2 e 3

a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

Figura 22: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 e 3



$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 15: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,004300	6,41
1	2011,57	1,3	0,003407	8,91
Térreo	2011,57	1,3	0,001868	4,88
Total				20,20

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} . h_i$$

Tabela 16: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} . h_i$ (kN.m)
Cobertura	8,02	9,00	72,17
1	14,55	6,00	87,31
Térreo	12,32	3,00	36,96
Total			196,45

$M_{1,tot,d} = 4$ (número de pórticos na direção x) . 196,45 = 785,79 kN.m

c) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

$$\gamma_z = 1,027 < 1,1$$

O pórtico pode ser considerado de nós fixos.

3.5 Direção y

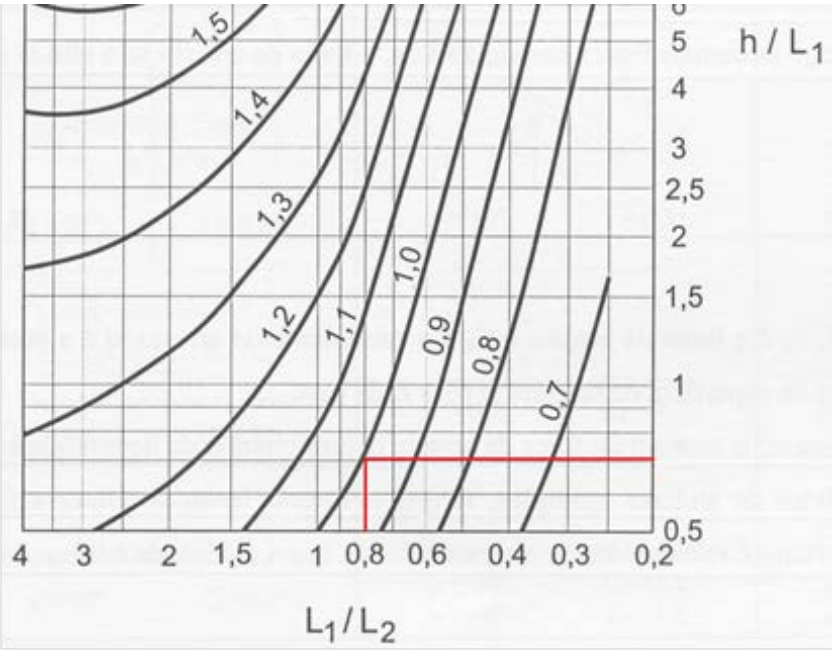
3.5.1 Coeficiente de arrasto Ca

Para resolução da seguinte tabela, fez-se uso do gráfico de baixa turbulência, obtendo, para coeficiente de arrasto, na direção de y o valor de 0,99.

Tabela 17: Coeficiente de arrasto

L1 (perp)	12,60
L2 (paral)	15,80
H	9,00
L1/L2	0,80
H/L1	0,71
Ca_x	0,99

Figura 23: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção y



3.5.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae)

Tabela 18: Área efetiva de aplicação da força do vento

Pavimento	1	2	3
Ae (m²)	37,80	37,80	18,90

3.5.3 Força de arrasto

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Tabela 19: Cálculo da força de arrasto

Pav	H(m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m²)	Ae (m²)	Fa (kN)	Fd (kN)
1	3,00	0,744	33,49	0,69	37,80	25,73	36,03
2	6,00	0,809	36,40	0,81	37,80	30,39	42,55
3	9,00	0,849	38,21	0,90	18,90	16,75	23,45
Total						72,87	102,03

3.5.4 Inércia do pilar equivalente

a) Módulo de plasticidade longitudinal

O valor de fck adotado será no valor de 25 Mpa.

$$E_c = 0{,}85 \,.\, 5600 \sqrt{fck}$$

$$E_c = 2{,}38 \; x \; 10^{-7} \; kN/m^2$$

b) Deslocamento horizontal do pórtico.

Figura 24: Carregamento horizontal da força do vento

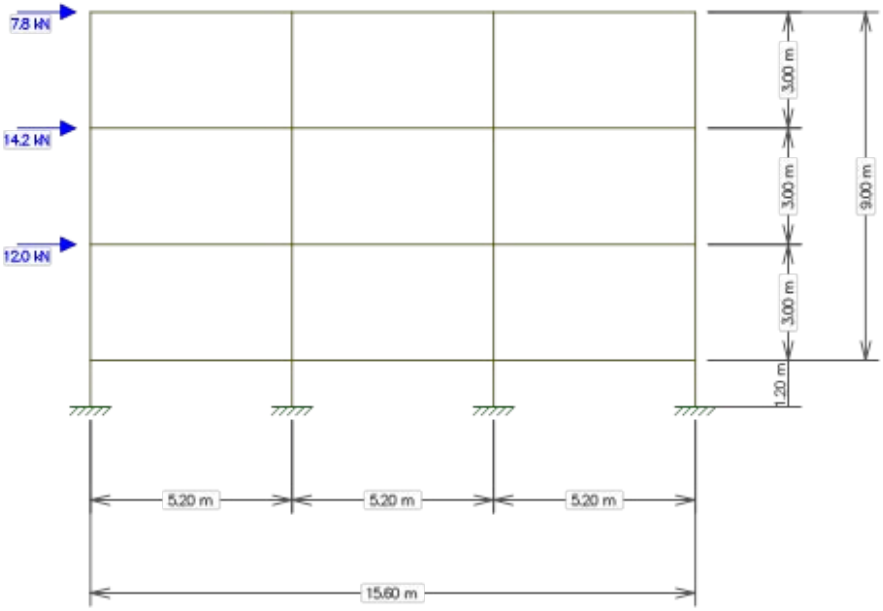
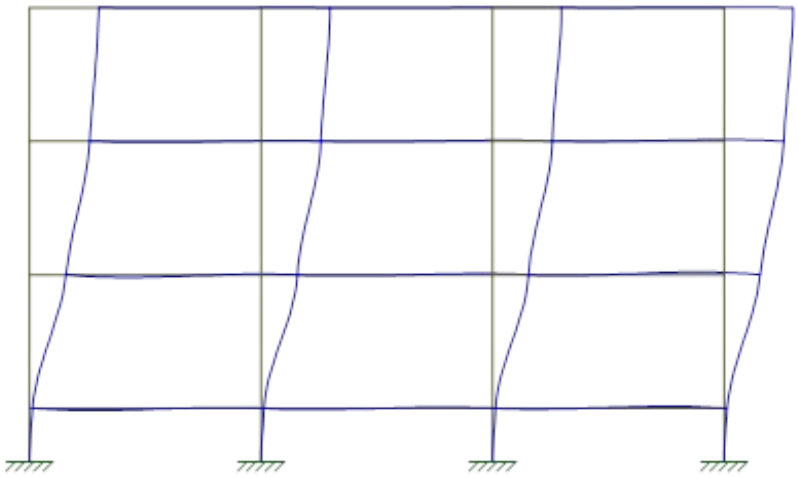


Figura 25: Deslocamento horizontal do pórtico



O deslocamento encontrado no topo da edificação é de 0,07055 centímetros. Lembrando que as cargas atuantes horizontalmente foram divididas pelo respectivo número de pórticos na direção y, neste caso, três.

c) Inércia do pilar equivalente

$$EI_{eq} = \frac{F_h \, h_{tot}^3}{3U}$$

$$EI_{eq} = \frac{34{,}01 \,.\, 9^3}{3 \,.\, 0{,}007055 \,.\, 2{,}38 \, x \, 10^{-7}}$$

$$EI_{eq} = 4{,}92 \, x \, 10^{12}$$

3.5.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Para a obtenção dos valores abaixo, fez-se mão da soma da(s) respectiva(s) reações atuantes na viga com as ações atuantes na mesma, calculadas anteriormente.

Tabela 20: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Tipo	Valor	Total (kN)
Laje do pavimento	((5 x (5,8 x 5,2 x 6,2) + (5,8 x 5,2 x 4,15)) x 2)	2120
Laje forro	((5 x (5,2 x 5,2 x 6,2) + (5,2 x 5,2 x 4,15)) x 1)	950
Paredes vert. de 20 cm	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,20 x 2,5 x 13) x 3	2041
Vigas 15 x 50	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,15 x 0,50 x 25) x 3	589
Pilares	((0,20 x 0,50 x (3 - 0,50) x 25 x 12) x 3	225
Total Final		5925

3.5.6 Parâmetro de instabilidade α

Ressalta-se que para o cálculo do parâmetro de instabilidade, utiliza-se a carga atuante verticalmente no seu valor característico, não majorado.

Devido às mesmas características físicas entre os pórticos 1, 2 e 3, obteve-se o mesmo valor para o parâmetro de instabilidade α.

$$\alpha = H \,.\, \sqrt{\frac{N_k}{E_{eq} I}} < 0{,}5$$

$$\alpha = 15 \,.\, \sqrt{\frac{5925}{2{,}38 \, x \, 10^{-7} \,.\, 4{,}92 \, x \, 10^{12}}}$$

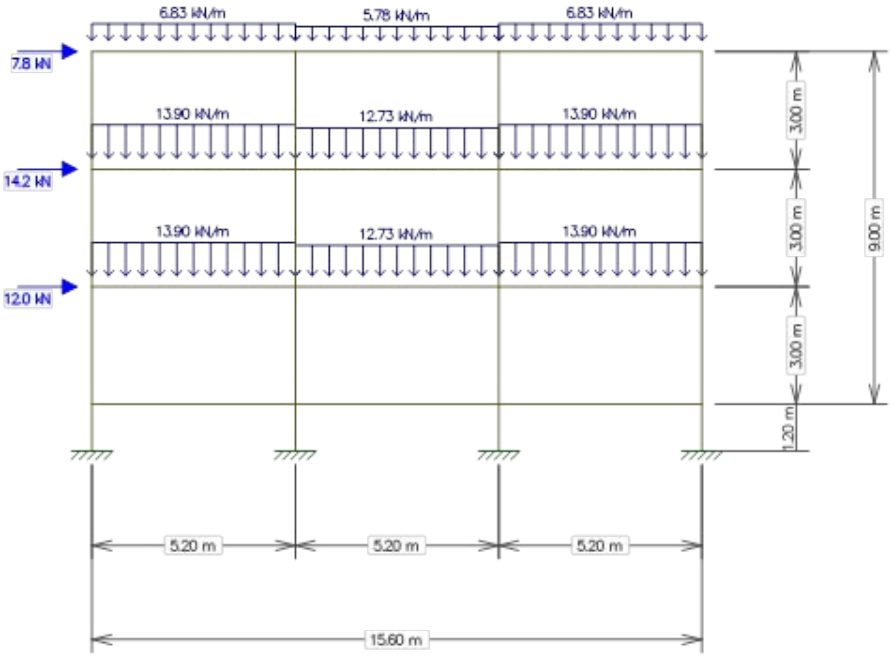
$$\alpha = 0{,}64 > 0{,}5$$

Como resultou $\alpha > 0{,}5$, significa que os dois pórticos considerados não são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício na direção y.

3.5.7 Coeficiente γ_z

3.5.7.1 Pórtico 1 e 3

Figura 26: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4



a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 21: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,007077	10,55
1	2011,57	1,3	0,006131	16,03
Térreo	2011,57	1,3	0,003707	9,69
Total				36,28

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} . h_i$$

Tabela 22: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} \cdot h_i$ (kN.m)
Cobertura	7,82	9,00	70,35
1	14,18	6,00	85,10
Térreo	12,01	3,00	36,03
Total			191,48

$M_{1,tot,d}$ = 3 (número de pórticos na direção y) . 191,48 = 574,44 kN.m

c) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

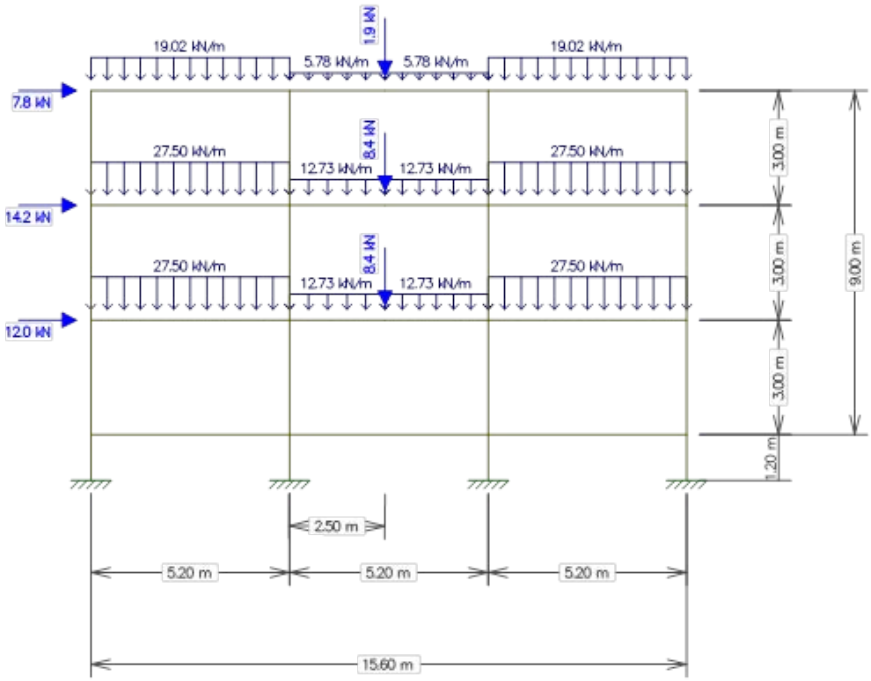
$$\gamma_z = 1,07 < 1,1$$

O pórtico deve ser considerado de nós fixos.

3.5.7.2 Pórtico 2

a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

Figura 27: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2



$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 23: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,007109	10,60
1	2011,57	1,3	0,006133	16,04
Térreo	2011,57	1,3	0,003697	9,67
Total				36,30

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} . h_i$$

Tabela 24: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} . h_i$ (kN.m)
Cobertura	7,82	9,00	70,35
1	14,18	6,00	85,10
Térreo	12,01	3,00	36,03
Total			191,48

$M_{1,tot,d} =$ 3 (número de pórticos na direção y) . 191,48 = 574,42 kN.m

Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

$$\gamma_z = 1,07 < 1,1$$

O pórtico deve ser considerado de nós fixo.

3.6 Ação do Vento sobre Cinco Pavimentos

Para o desenvolvimento dos cálculos, a edificação será considerada na região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, com terreno plano em uma região com baixa densidade populacional.

3.6.1 Velocidade característica do vento (Vk)

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_o = 45 m/s$$

$$S_1 = 1{,}00$$

Valores de S_2, obtidos através da fórmula:

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot (z/10)^p$$

Onde:

$$b = 0{,}86$$

$$p = 0{,}12$$

$$F_r = 1$$

Tabela 25: Valores de S_2

Altura (m)	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
S2	0,744	0,809	0,849	0,879	0,903

$$S_3 = 1$$

Tabela 26: Velocidade característica

Altura (m)	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
Vk (m/s)	33,49	36,40	38,21	39,56	40,63

3.6.2 Pressão dinâmica do vento (q)

$$q = 0{,}613 \cdot V_k^2$$

Tabela 27: Pressão dinâmica do vento

Altura (m)	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00
q (kN/m²)	0,688	0,812	0,895	0,959	1,012

3.7 Direção x

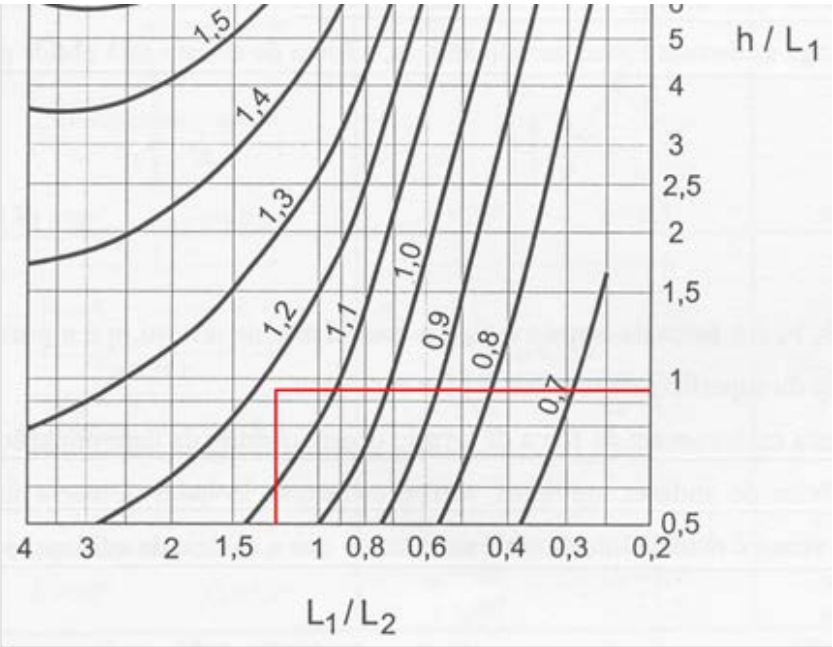
3.7.1 Coeficiente de arrasto Ca

Para resolução da seguinte tabela, fez-se uso do gráfico de baixa turbulência, obtendo, para coeficiente de arrasto, na direção de x o valor de 1,18.

Tabela 28: Coeficiente de arrasto

L1 (perp)	15,80
L2 (paral)	12,60
H	15,00
L1/L2	1,25
H/L1	0,95
Ca_x	1,18

Figura 28: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção x



3.7.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae)

Tabela 29: Área efetiva de aplicação da força do vento

Pavimento	1	2	3	4	5
Ae (m²)	47,40	47,40	47,40	47,40	23,70

3.7.3 Força de arrasto

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Tabela 30: Cálculo da força de arrasto

Pav	H(m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m²)	Ae (m²)	Fa (kN)	Fd (kN)
1	3,00	0,744	33,49	0,69	47,40	38,46	39,62
2	6,00	0,809	36,40	0,81	47,40	45,43	75,11
3	9,00	0,849	38,21	0,90	47,40	50,07	70,10
4	12,00	0,879	39,56	0,96	47,40	53,65	63,60
5	15,00	0,903	40,63	1,01	23,70	28,30	53,85
Total						215,90	302,27

3.7.4 Inércia do pilar equivalente

a) Módulo de plasticidade longitudinal

O valor de fck adotado será no valor de 25 Mpa.

$$E_c = 0{,}85 \cdot 5600 \sqrt{fck}$$

$$E_c = 2{,}38 \, x \, 10^{-7} \, kN/m^2$$

b) Deslocamento horizontal do pórtico.

Figura 29: Carregamento horizontal da força do vento

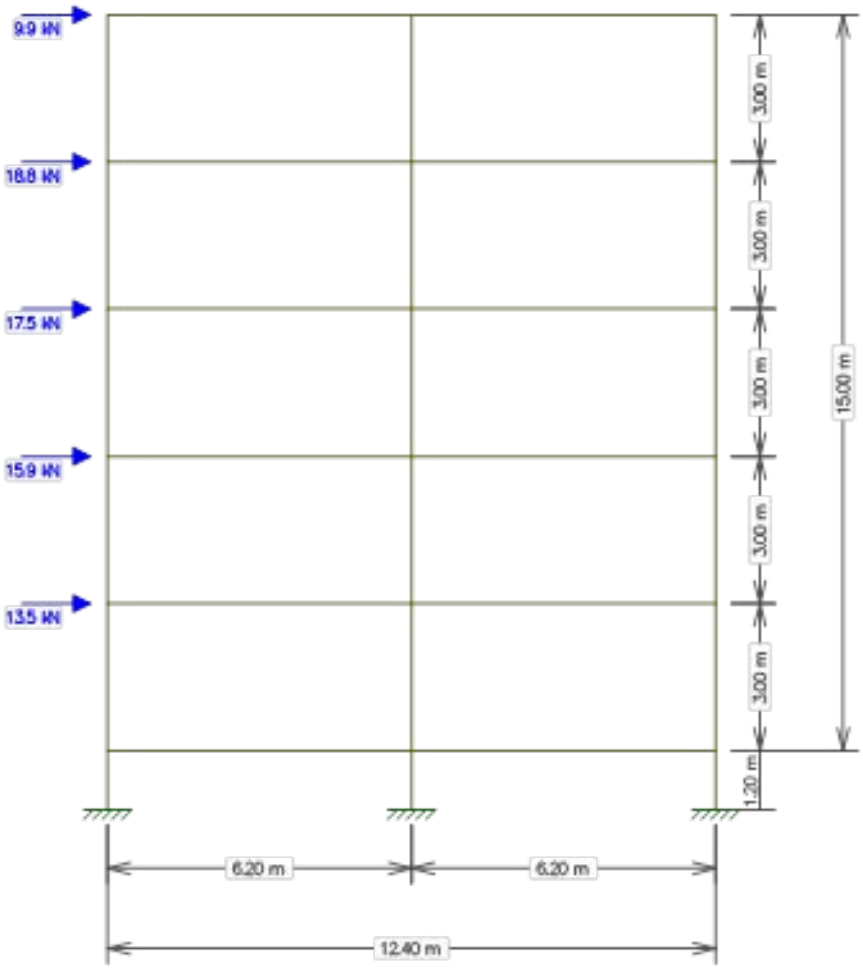
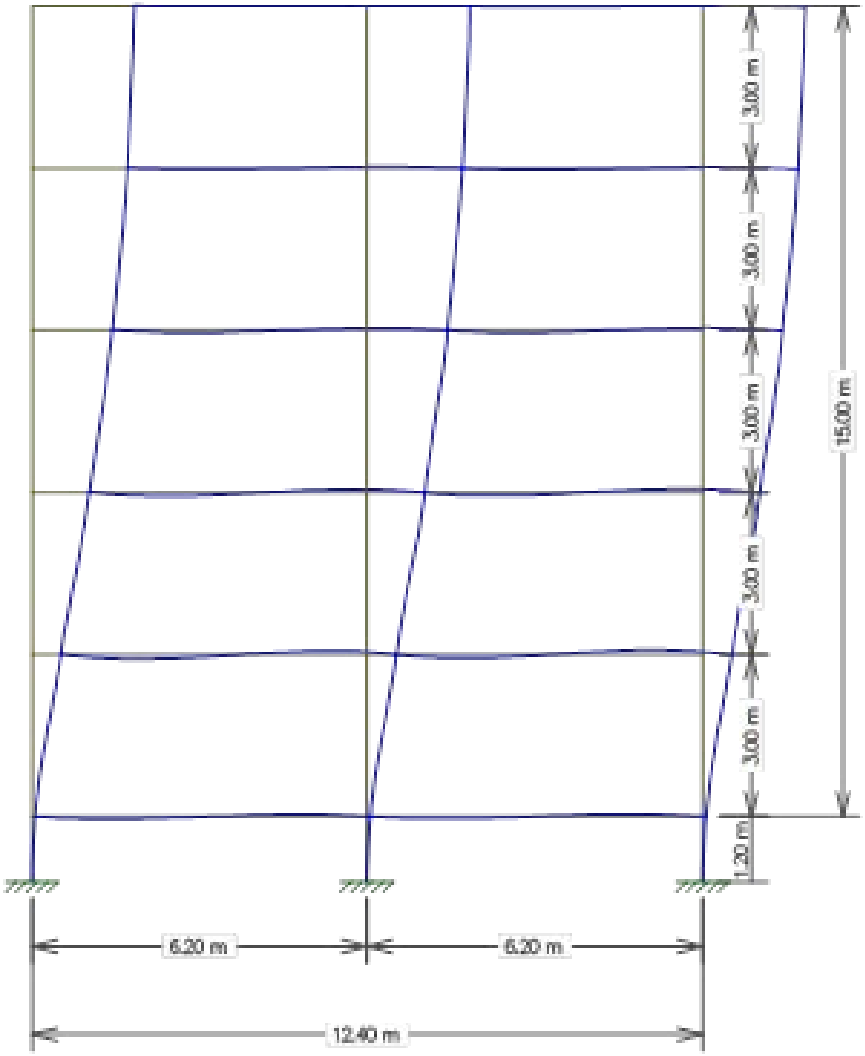


Figura 30: Deslocamento horizontal do pórtico



O deslocamento encontrado no topo da edificação é de 1,16210 centímetros. Lembrando que as cargas atuantes horizontalmente foram divididas pelo respectivo número de pórticos na direção x, neste caso, quatro.

c) Inércia do pilar equivalente

$$EI_{eq} = \frac{F_h\ h_{tot}^3}{3U}$$

$$EI_{eq} = \frac{75{,}57\ .\ 15^3}{3\ .\ 0{,}016210\ .\ 2{,}38\ x\ 10^{-7}}$$

$$EI_{eq} = 2{,}20\ x\ 10^{13}$$

3.7.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Para a obtenção dos valores abaixo, fez-se mão da soma da(s) respectiva(s) reações atuantes na viga com as ações atuantes na mesma, calculadas anteriormente.

Tabela 31: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Tipo	Valor	Total (kN)
Laje do pavimento	((5 x (5,8 x 5,2 x 6,2) + (5,8 x 5,2 x 4,15)) x 4)	4240
Laje forro	((5 x (5,2 x 5,2 x 6,2) + (5,2 x 5,2 x 4,15)) x 1)	950
Paredes vert. de 20 cm	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,20 x 2,5 x 13) x 5	3401
Vigas 15 x 50	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,15 x 0,50 x 25) x 5	981
Pilares	((0,20 x 0,50 x (3 - 0,50) x 25 x 12) x 5	375
Total Final		9948

3.7.6 Parâmetro de instabilidade α

Ressalta-se que para o cálculo do parâmetro de instabilidade, utiliza-se a carga atuante verticalmente no seu valor característico, não majorado.

Devido às mesmas características físicas entre os pórticos 1, 2, 3 e 4, obteve-se o mesmo valor para o parâmetro de instabilidade α.

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{eq} I}} < 0{,}5$$

$$\alpha = 15 \cdot \sqrt{\frac{9948}{2{,}38 \, x \, 10^{-7} \cdot 2{,}20 \, x \, 10^{13}}}$$

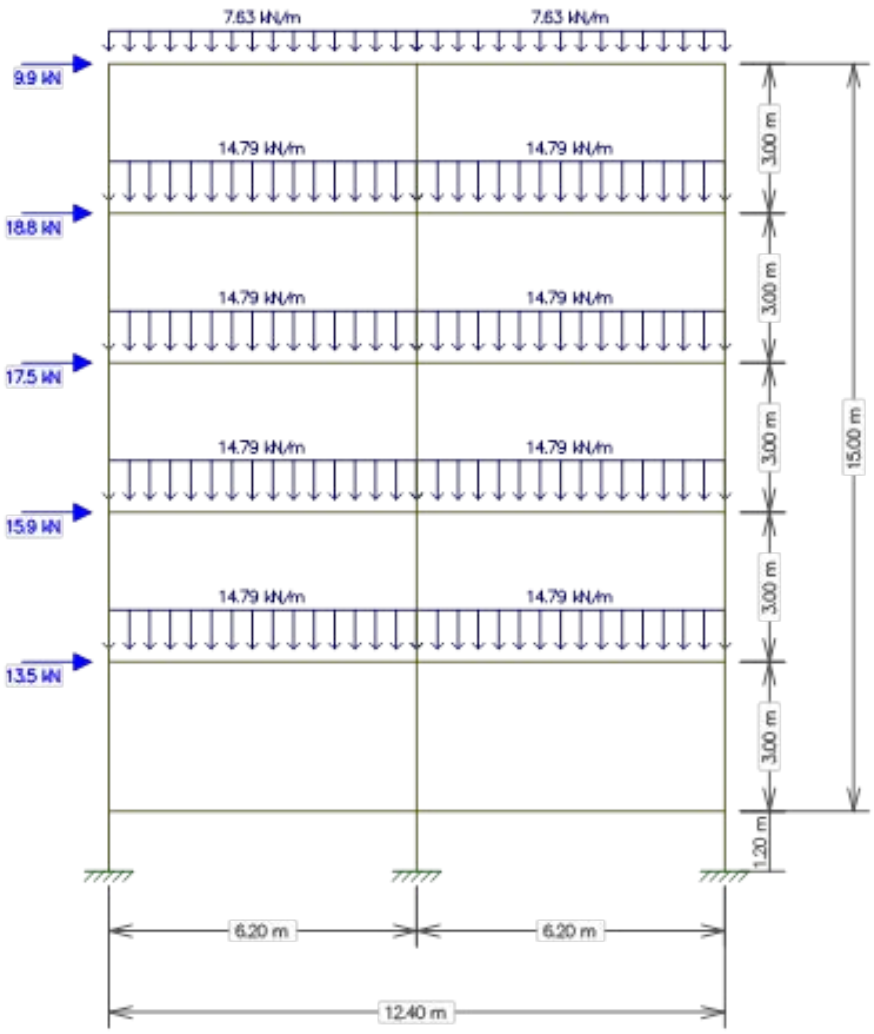
$$\alpha = 0{,}65 > 0{,}5$$

Como resultou $\alpha > 0{,}5$, significa que os dois pórticos considerados não são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício na direção x.

3.7.7 Coeficiente γ_z

3.7.7.1 Pórtico 1 e 4

Figura 31: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4



d) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g \cdot P_{gi} + \gamma_q \cdot P_{q1i} \right) \cdot \delta_{hi}$$

Tabela 32: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,016270	24,25
3	2011,57	1,3	0,015040	39,33
2	2011,57	1,3	0,012690	33,18
1	2011,57	1,3	0,009092	23,78
Térreo	2011,57	1,3	0,004562	11,93
Total				132,47

e) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} \cdot h_i$$

Tabela 33: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} \cdot h_i$ (kN.m)
Cobertura	9,90	15,00	148,57
3	18,78	12,00	225,32
2	17,52	9,00	157,71
1	15,90	6,00	95,39
Térreo	13,46	3,00	40,39
Total			667,38

$M_{1,tot,d} = 4$ (número de pórticos na direção x) . 667,38 = 2669,53 kN.m

f) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

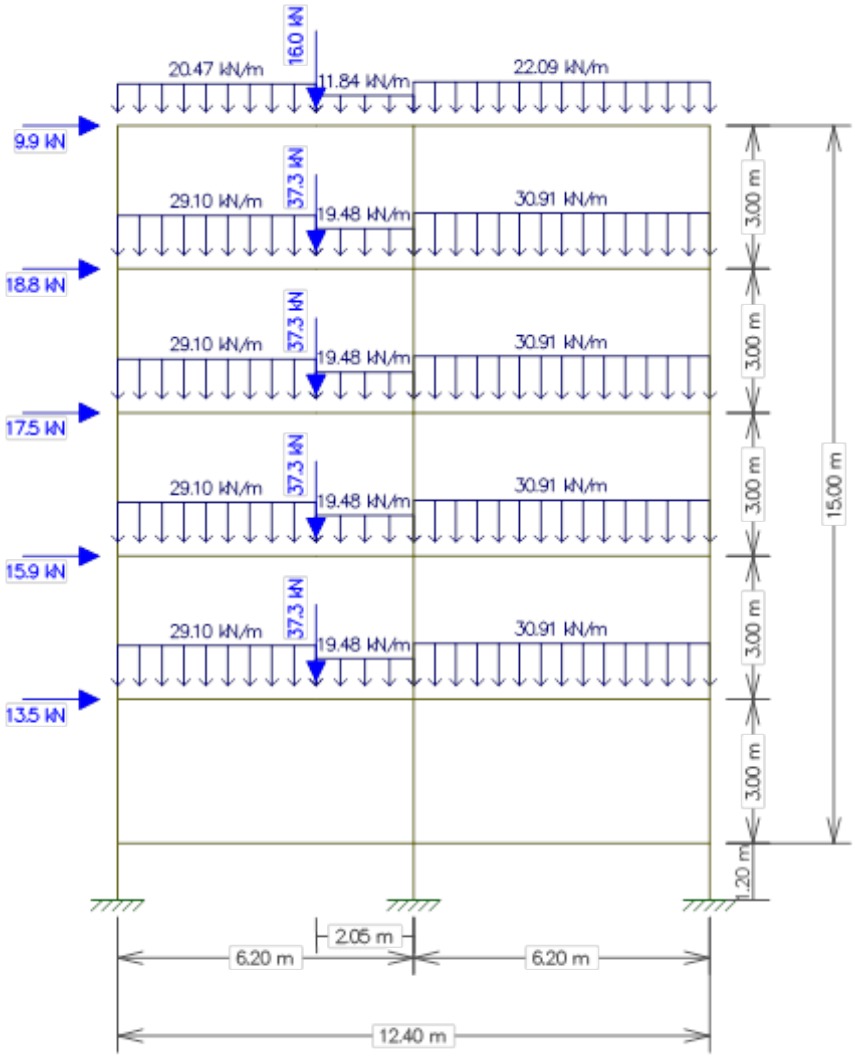
$$\gamma_z = 1,052 < 1,1$$

O pórtico pode ser considerado de nós fixos.

3.7.7.2 Pórtico 2 e 3

g) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

Figura 32: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2 e 3



$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g \cdot P_{gi} + \gamma_q \cdot P_{q1i} \right) \cdot \delta_{hi}$$

Tabela 34: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,015830	23,60
3	2011,57	1,3	0,014610	38,21
2	2011,57	1,3	0,012370	32,35
1	2011,57	1,3	0,008919	23,32
Térreo	2011,57	1,3	0,004461	11,67
Total				129,14

h) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} \cdot h_i$$

Tabela 35: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} \cdot h_i$ (kN.m)
Cobertura	9,90	15,00	148,57
3	18,78	12,00	225,32
2	17,52	9,00	157,71
1	15,90	6,00	95,39
Térreo	13,46	3,00	40,39
Total			667,38

$M_{1,tot,d} = 4$ (número de pórticos na direção x) . 667,38 = 2669,53 kN.m

i) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

$$\gamma_z = 1,051 < 1,1$$

O pórtico pode ser considerado de nós fixos.

3.8 Direção y

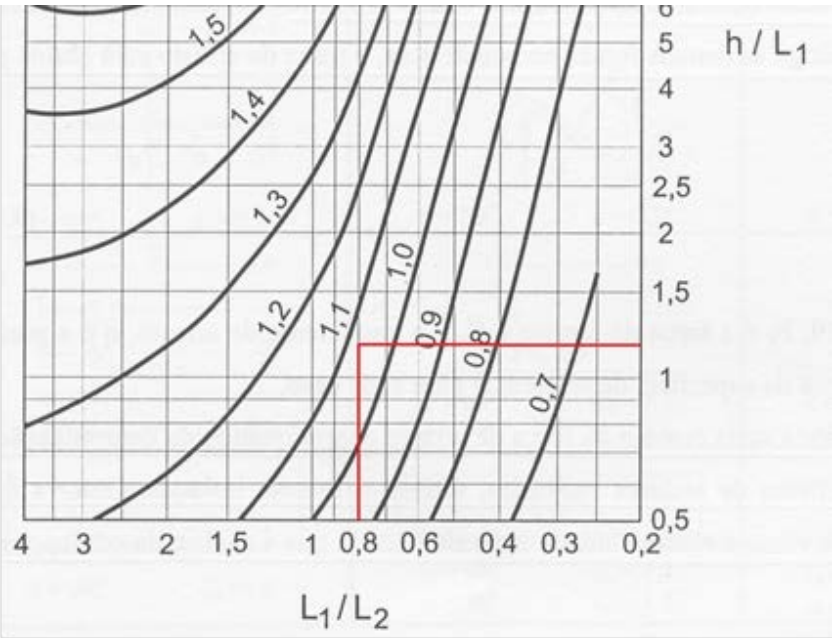
3.8.1 Coeficiente de arrasto Ca

Para resolução da seguinte tabela, fez-se uso do gráfico de baixa turbulência, obtendo, para coeficiente de arrasto, na direção de y o valor de 1,08.

Tabela 36: Coeficiente de arrasto

L1 (perp)	12,60
L2 (paral)	15,80
H	15,00
L1/L2	0,80
H/L1	1,19
Ca_x	1,08

Figura 33: Obtenção do coeficiente de arrasto na direção y



3.8.2 Área efetiva de aplicação da força do vento (Ae)

Tabela 37: Área efetiva de aplicação da força do vento

Pavimento	1	2	3	4	5
Ae (m²)	37,80	37,80	37,80	37,80	18,90

3.8.3 Força de arrasto

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Tabela 38: Cálculo da força de arrasto

Pav	H(m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m²)	Ae (m²)	Fa (kN)	Fd (kN)
1	3,00	0,744	33,49	0,688	37,80	28,07	39,30
2	6,00	0,809	36,40	0,812	37,80	33,16	46,42
3	9,00	0,849	38,21	0,895	37,80	36,54	51,16
4	12,00	0,879	39,56	0,959	37,80	39,16	54,82
5	15,00	0,903	40,63	1,012	18,90	20,66	28,92
Total						157,59	220,62

3.8.4 Inércia do pilar equivalente

a) Módulo de plasticidade longitudinal

O valor de fck adotado será no valor de 25 Mpa.

$E_c = 0{,}85 \,.\, 5600 \sqrt{fck}$

$E_c = 2{,}38 \; x \; 10^{-7} \; kN/m^2$

b) Deslocamento horizontal do pórtico.

Figura 34: Carregamento horizontal da força do vento

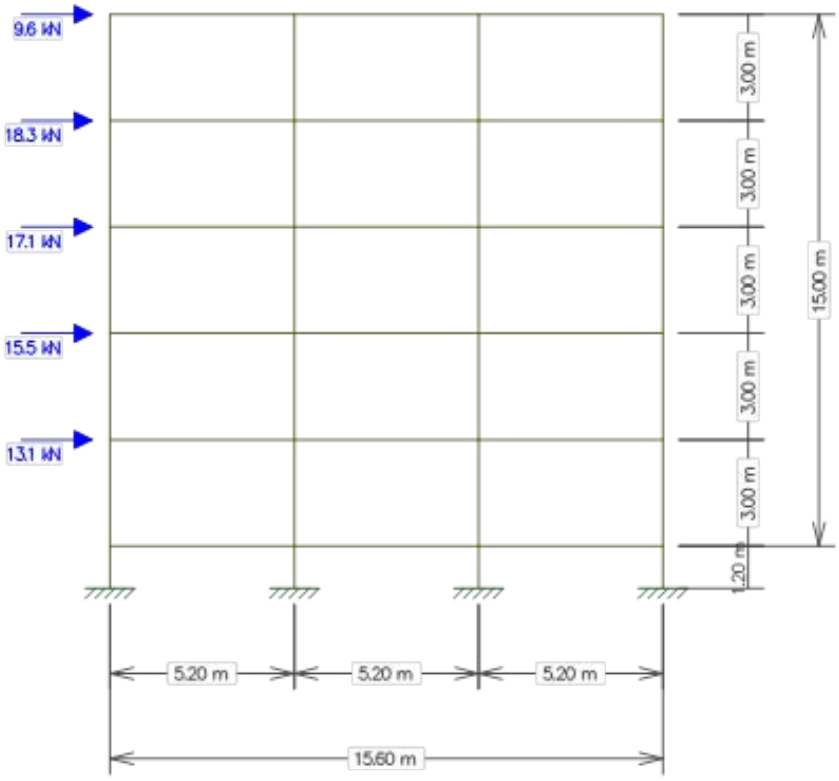
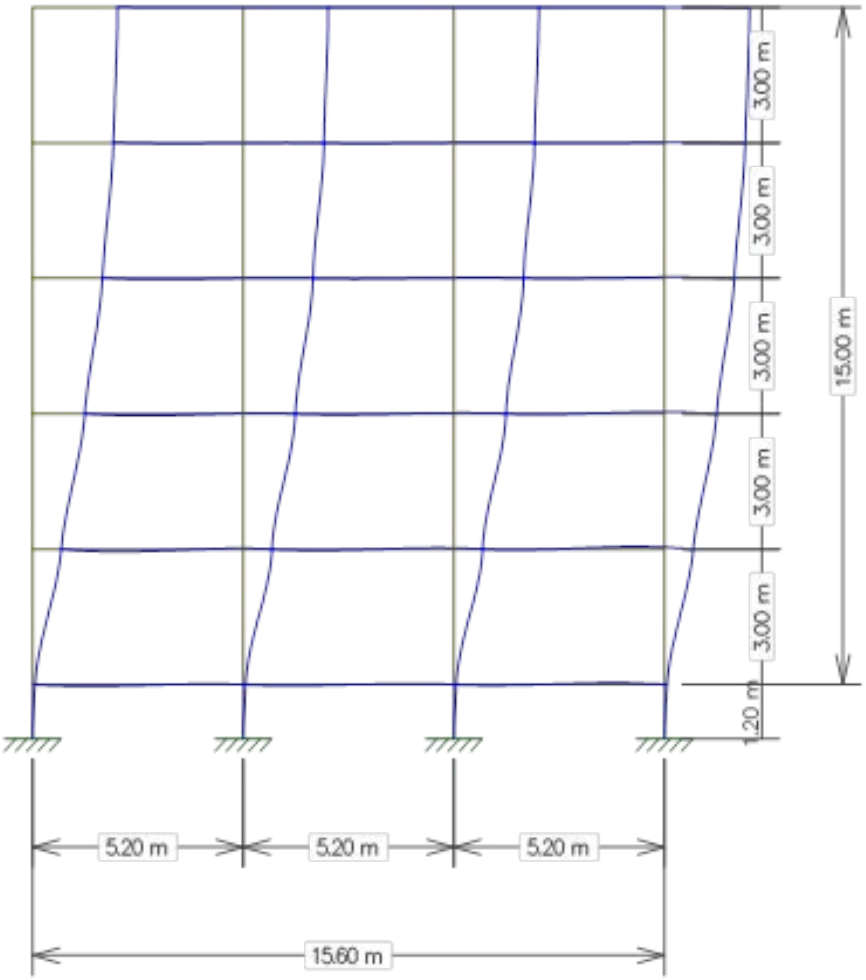


Figura 35: Deslocamento horizontal do pórtico



O deslocamento encontrado no topo da edificação é de 2,4120 centímetros. Lembrando que as cargas atuantes horizontalmente foram divididas pelo respectivo número de pórticos na direção y, neste caso, três.

c) Inércia do pilar equivalente

$$EI_{eq} = \frac{F_h\, h_{tot}^3}{3U}$$

$$EI_{eq} = \frac{73{,}54\,.\,15^3}{3\,.\,0{,}024120\,.\,2{,}38\,x\,10^{-7}}$$

$$EI_{eq} = 1{,}44\,x\,10^{13}$$

3.8.5 Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Para a obtenção dos valores abaixo, fez-se mão da soma da(s) respectiva(s) reações atuantes na viga com as ações atuantes na mesma, calculadas anteriormente.

Tabela 39: Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura (Nk)

Tipo	Valor	Total (kN)
Laje do pavimento	((5 x (5,8 x 5,2 x 6,2) + (5,8 x 5,2 x 4,15)) x 4)	4240
Laje forro	((5 x (5,2 x 5,2 x 6,2) + (5,2 x 5,2 x 4,15)) x 1)	950
Paredes vert. de 20 cm	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,20 x 2,5 x 13) x 5	3401
Vigas 15 x 50	((((15,80 x 3) + (12,6 x 4) + 5 + 1,85) x 0,15 x 0,50 x 25) x 5	981
Pilares	((0,20 x 0,50 x (3 - 0,50) x 25 x 12) x 5	375
Total Final		9948

3.8.6 Parâmetro de instabilidade α

Ressalta-se que para o cálculo do parâmetro de instabilidade, utiliza-se a carga atuante verticalmente no seu valor característico, não majorado.

Devido às mesmas características físicas entre os pórticos 1, 2 e 3, obteve-se o mesmo valor para o parâmetro de instabilidade α.

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{eq} I}} < 0{,}5$$

$$\alpha = 15 \cdot \sqrt{\frac{9948}{2{,}38 \, x \, 10^{-7} \cdot 1{,}44 \, x \, 10^{13}}}$$

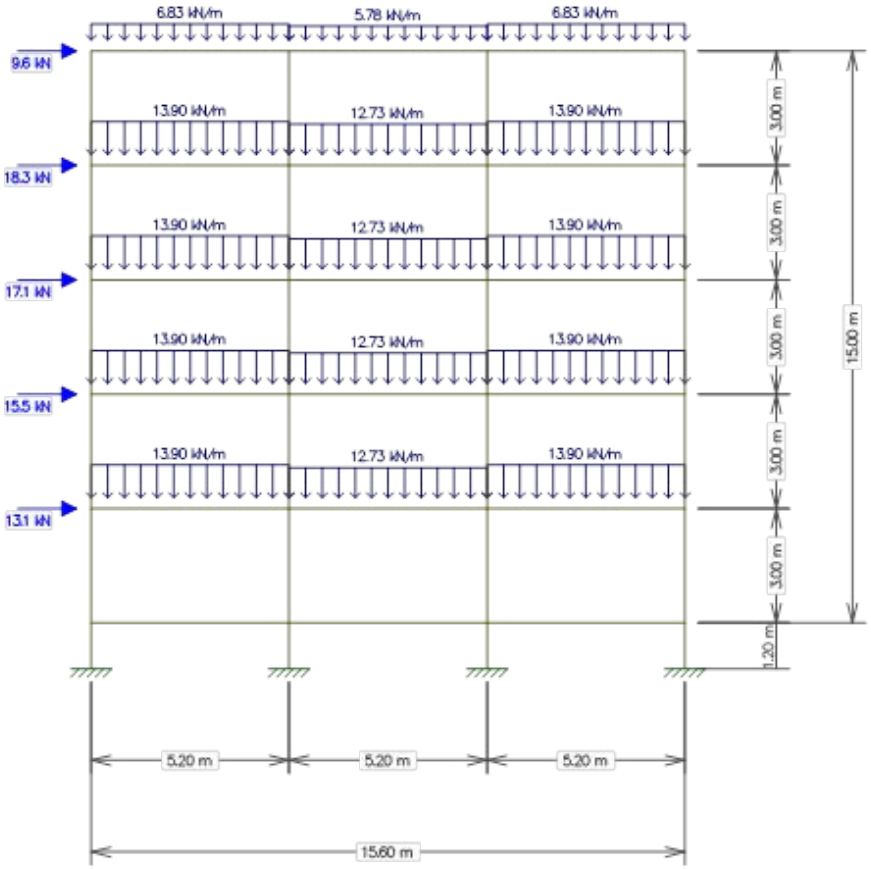
$$\alpha = 0{,}81 > 0{,}5$$

Como resultou $\alpha > 0{,}5$, significa que os dois pórticos considerados não são suficientes para garantir a indeslocabilidade do edifício na direção x.

3.8.7 Coeficiente γ_z

3.8.7.1 Pórtico 1 e 3

Figura 36: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 1 e 4



a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 40: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,024190	35,98
3	2011,57	1,3	0,029200	76,36
2	2011,57	1,3	0,019800	51,78
1	2011,57	1,3	0,014820	38,75
Térreo	2011,57	1,3	0,008147	21,30
Total				224,18

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} \cdot h_i$$

Tabela 41: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} \cdot h_i$ (kN.m)
Cobertura	9,64	15,00	148,59
3	18,27	12,00	219,28
2	17,10	9,00	153,48
1	15,47	6,00	92,84
Térreo	13,10	3,00	39,30
Total			649,49

$M_{1,tot,d} =$ 3 (número de pórticos na direção y) . 649,49 = 1948,46 kN.m

c) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

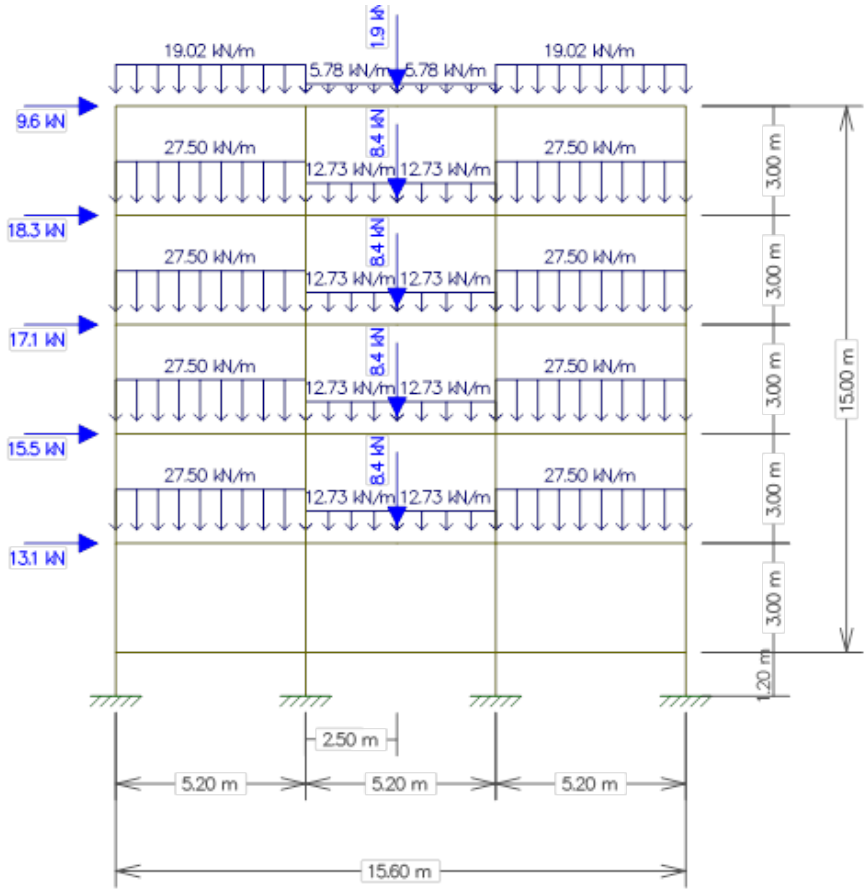
$$\gamma_z = 1,13 > 1,1$$

O pórtico deve ser considerado de nós móveis.

3.8.7.2 Pórtico 2

a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura $\Delta M_{tot,d}$.

Figura 37: Disposição das cargas horizontais e verticais no pórtico 2



$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma_i^n \left(\gamma_g . P_{gi} + \gamma_q . P_{q1i} \right) . \delta_{hi}$$

Tabela 42: Somatório do produto das forças verticais

Andar	Peso (kN)	Coeficiente	δ_{hi} (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Cobertura	1146,67	1,3	0,024190	36,06
3	2011,57	1,3	0,022930	59,96
2	2011,57	1,3	0,019810	51,80
1	2011,57	1,3	0,014820	38,75
Térreo	2011,57	1,3	0,008137	21,28
Total				207,86

b) Momento de tombamento devido ao vento $M_{1,tot,d}$.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma H_{vi} . h_i$$

Tabela 43: Cálculo do momento de tombamento

Andar	H_{vi} (kN)	h_i (m)	$H_{vi} \cdot h_i$ (kN.m)
Cobertura	9,64	15,00	144,59
3	18,27	12,00	219,28
2	17,10	9,00	153,48
1	15,47	6,00	92,84
Térreo	13,10	3,00	39,30
Total			649,49

$M_{1,tot,d} =$ 3 (número de pórticos na direção x) . 649,49 = 1948,46 kN.m

c) Coeficiente γ_z

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

$$\gamma_z = 1,119 > 1,1$$

O pórtico deve ser considerado de nós móveis.

Figura 38: Representação dos resultados na edificação de três pavimentos

Figura 39: Representação dos resultados na edificação de cinco pavimentos

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando-se os cálculos desenvolvidos foi possível concluir que todos os pórticos, tanto de três, quanto o de cinco pavimentos, apresentaram resultados insatisfatórios nos valores de alfa, ultrapassando o limite a ser observado em razão da norma, tornando-se necessárias algumas alterações no projeto estrutural para que não sejam considerados os efeitos de segunda ordem.

Os resultados obtidos para gama mostraram-se satisfatórios apenas nos pórticos presentes na direção do eixo x, em ambas as situações apresentadas, onde os demais não poderiam ser aplicados na prática, devido a extrapolação da situação limite H/1700. Deste modo haveria a necessidade da implantação, por exemplo, de paredes maciças de concreto na lateral do prédio, um aumento no fck do concreto e nas dimensões dos pilares ou o uso de um núcleo central.

Pelo fato de os cálculos terem sido desenvolvidos minuciosamente, analisando-se cada pórtico individualmente, ficam visíveis quais os pontos onde houveram resultados extrapolados, tornando possível a atuação direta no problema e não de uma abrangência geral, ocasionando em alguns casos valores superdimensionado.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Dimensionamento as armaduras para as lajes, conforme os resultados disponibilizados em anexo;
- Utilizar os mesmo métodos para estruturas com uma maior variação de altura;
- Variar as seções dos pilares e a resistência do concreto para reavaliar a estabilidade global das estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – protendido: referências – elaboração. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – protendido: referências – elaboração. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações: referências – elaboração. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações: referências – elaboração. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: projeto de estruturas de madeira – elaboração. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – elaboração. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI, I. **Edifícios industriais em aço**: projeto e cálculo. São Paulo: Pini, 2004. 533p. v. 5.

BELLEI, I. **Edifícios industriais em aço**: projeto e cálculo. São Paulo: Pini, 2010. 501p. v. 6.

BIBLIOTECA UNIVERSITÁRIA MARIO OSORIO MARQUES (org.). **Trabalhos acadêmicos**: apresentação, referências e citações. 2. ed. Ijuí: Ed. UNIJUÍ, 2014. (Cadernos UNIJUÍ; Série Educação, 85).

BLESSMANN, J. **Ação do vento em edifícios**: série engenharia estrutural. 7. ed. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1989. 81p.

BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelo vento**. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 2001. 141p. v. 4.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 2005. 282p. v2.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Rio de Janeiro: Pini, 2009.

http://www.ebanataw.com.br/roberto/vento/index.php. Acesso em: 05/04/2014.

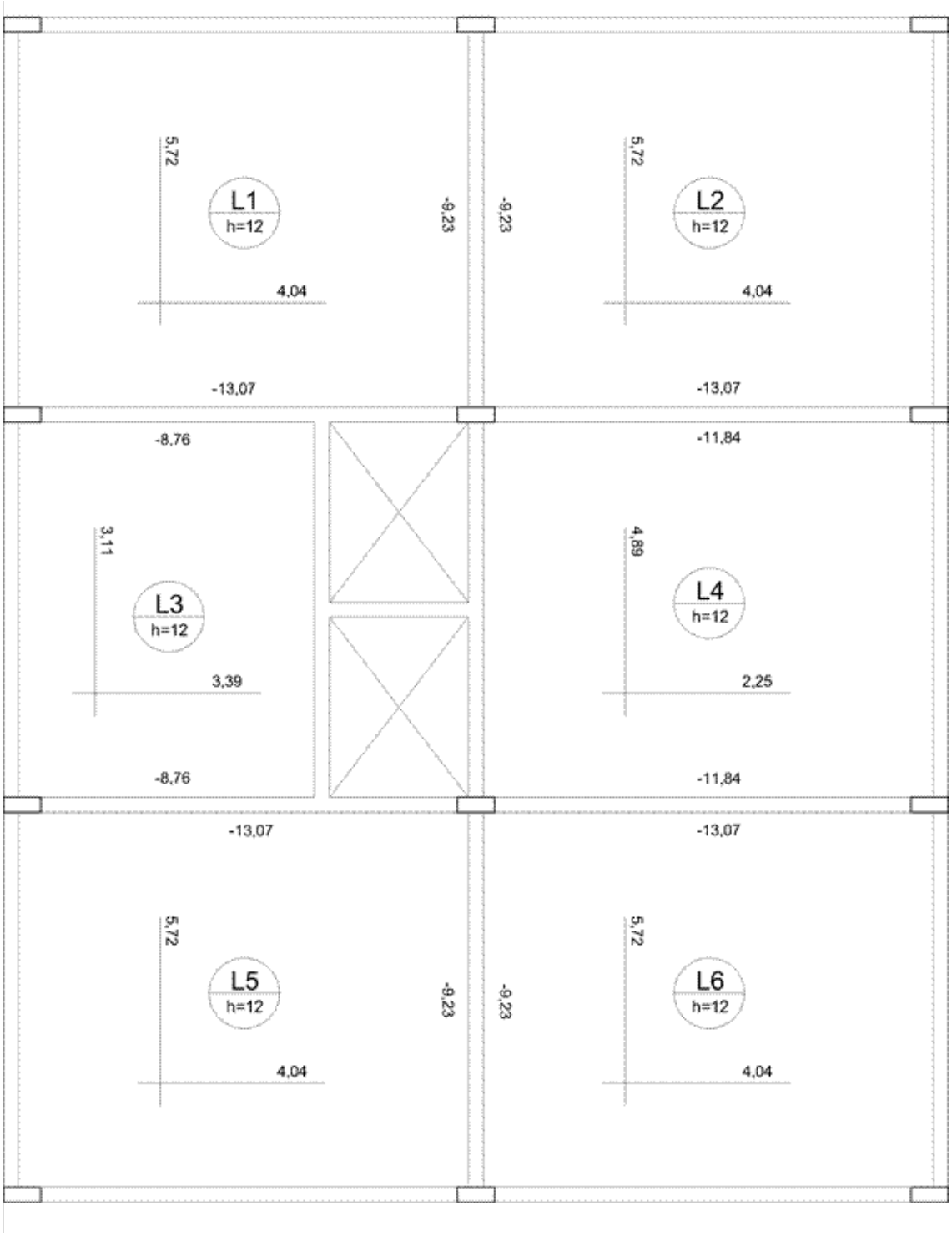
MARTHA, L. F. **Two-dimensional frame analysis tool**. 2012. Disponível em: <http://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>. Acesso em: 12/07/2014.

MELGES, J. L. P. **Estabilidade global**: notas de aula. Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2009. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/234557063/Estab-Global>. Acesso em: 08/08/2014.

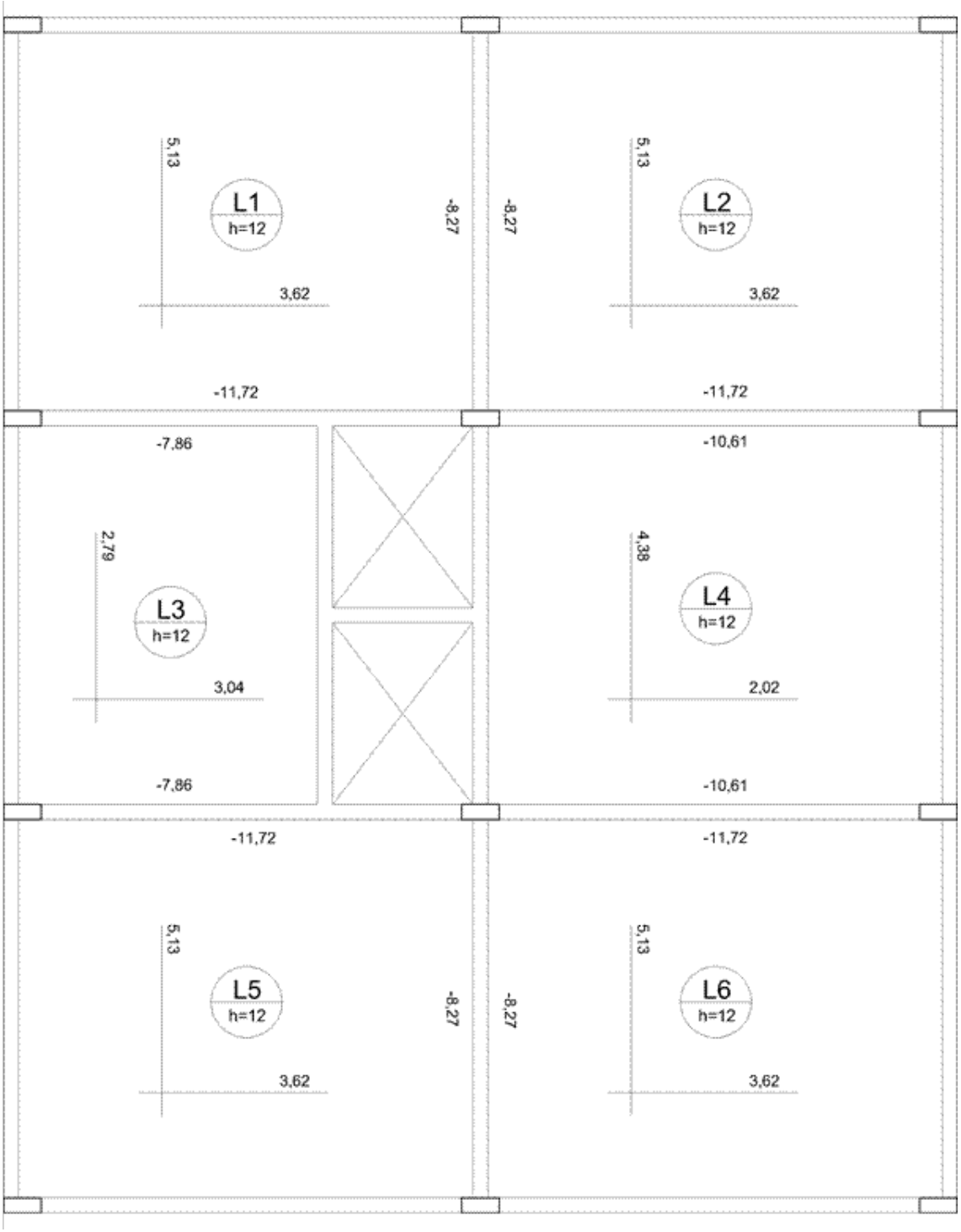
RODRIGUES, P. C. **Estruturas de concreto armado I**. Ijuí, UNIJUÍ, 2013.

ANEXOS

ANEXO A – MOMENTOS FLETORES DO PAVIMENTO TIPO



ANEXO B – MOMENTOS FLETORES DO PAVIMENTO COBERTURA



ANEXO C – CARGAS VARIÁVEIS E PESO ESPECÍFICO APARENTE

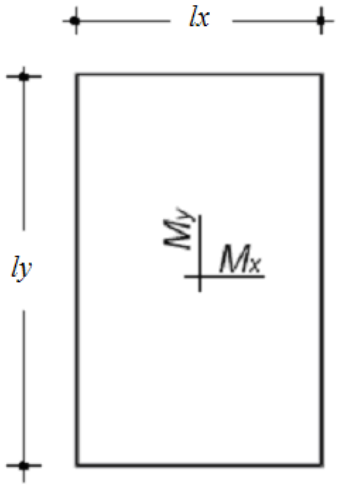
Tabela 44: Peso específico aparente de alguns materiais

Materiais	Peso específico aparente
Granito e mármore	28 kN/m^3
Blocos de argamassa	22 kN/m^3
Lajotas cerâmicas	18 kN/m^3
Tijolo maciço	18 kN/m^3
Tijolo furado	13 kN/m^3
Argamassa de cal, cimento e areia	19 kN/m^3
Argamassa cimento e areia	21 kN/m^3
Concreto simples	24 kN/m^3
Concreto armado	25 kN/m^3
Madeira: pinho e cedro	5 kN/m^3
Madeira: Louro e imbuia	6,5 kN/m^3
Madeira: angico, cabriúva, ipê	10 kN/m^3
Asfalto	13 kN/m^3
Borracha	17 kN/m^3

Tabela 45: Cargas variáveis de utilização

Local		Carga kN/m^2
Edifícios residenciais:	Dormitório, sala, copa, cozinha, banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço, lavanderia	2,0
Escadas:	Com acesso ao público (área comum)	3,0
	Sem acesso ao público (área privativa)	2,5
Hall:	Com acesso ao público (área comum)	3,0
	Sem acesso ao público (área privativa)	2,5
Terraço:	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	1,5
	Inacessível à pessoas	0,5
Forros:	Sem acesso à pessoas	0,5
Escritórios:	Salas de uso geral e banheiro	2,0

ANEXO D – CASO 1

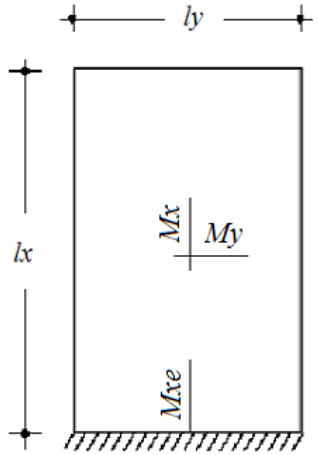


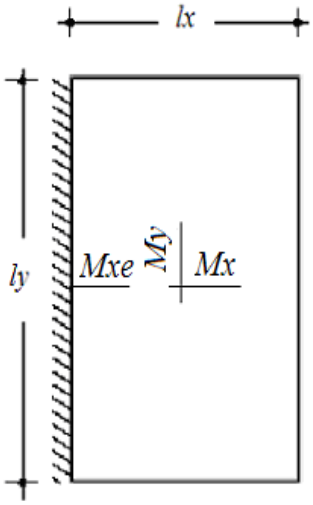
$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y
1,00	27,4	27,4	**1,50**	13,9	31,3
1,01	27,0	27,4	**1,51**	13,8	31,4
1,02	26,5	27,4	**1,52**	13,7	31,6
1,03	26,0	27,4	**1,53**	13,6	31,8
1,04	25,6	27,5	**1,54**	13,5	31,9
1,05	25,1	27,5	**1,55**	13,4	32,1
1,□6	24,6	27,5	**1,56**	13,3	32,3
1,07	24,2	27,5	**1,57**	13,2	32,4
1,08	23,7	27,5	**1,58**	13,1	32,6
1,09	23,2	27,6	**1,59**	13,0	32,8
1,10	22,8	27,6	**1,60**	12,9	33,0
1,11	22,4	27,6	**1,61**	12,8	33,2
1,12	22,1	27,7	**1,62**	12,7	33,4
1,13	21,8	27,7	**1,63**	12,6	33,6
1,14	21,4	27,8	**1,64**	12,5	33,8
1,15	21,1	27,8	**1,65**	12,4	34,0
1,16	20,8	27,8	**1,66**	12,4	34,2
1,17	20,4	27,9	**1,67**	12,3	34,4
1,18	20,1	27,9	**1,68**	12,2	34,6
1,19	19,8	27,9	**1,69**	12,1	34,8
1,20	19,4	28,0	**1,70**	12,0	35,0
1,21	19,2	28,1	**1,71**	12,0	35,2
1,22	19,0	28,2	**1,72**	11,8	35,5
1,23	18,7	28,3	**1,73**	11,8	35,7
1,24	18,5	28,4	**1,74**	11,7	35,9
1,25	18,2	28,4	**1,75**	11,7	36,2
1,26	18,0	28,5	**1,76**	11,6	36,4
1,27	17,7	28,6	**1,77**	11,5	36,7
1,28	17,5	28,7	**1,78**	11,5	36,9
1,29	17,2	28,8	**1,79**	11,4	37,1
1,30	17,0	28,8	**1,80**	11,4	37,4
1,31	16,8	28,9	**1,81**	11,4	37,6
1,32	16,7	29,0	**1,82**	11,3	37,8
1,33	16,5	29,1	**1,83**	11,3	38,1
1,34	16,3	29,2	**1,84**	11,2	38,3
1,35	16,1	29,3	**1,85**	11,2	38,5
1,36	16,0	29,5	**1,86**	11,1	38,8
1,37	15,8	29,6	**1,87**	11,1	39,0
1,38	15,6	29,7	**1,88**	11,0	39,2
1,39	15,4	29,8	**1,89**	11,0	39,5
1,40	15,2	29,9	**1,90**	11,0	39,7
1,41	15,1	30,0	**1,91**	10,9	40,0
1,42	14,9	30,2	**1,92**	10,9	40,2
1,43	17,8	30,3	**1,93**	10,8	40,5
1,44	14,7	30,5	**1,94**	10,8	40,8
1,45	14,5	30,6	**1,95**	10,8	41,0
1,46	14,4	30,7	**1,96**	10,7	41,3
1,47	14,3	30,9	**1,97**	10,7	41,6
1,48	14,1	31,0	**1,98**	10,6	41,8
1,49	14,0	31,2	**1,99**	10,6	42,1
1,50	13,9	31,3	**2,00**	10,6	42,3

ANEXO E – CASO 2A E CASO 2B





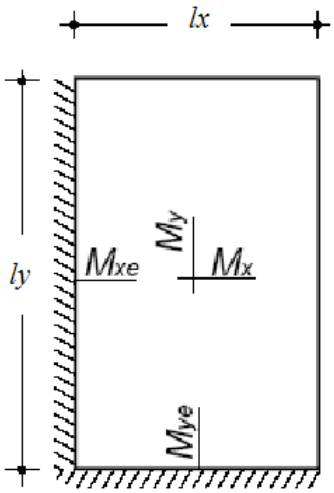
$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

$$M_{xe} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_x}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x
0,50	140,9	45,1	59,2	1,00	29,9	36,7	11,2
0,51	134,2	44,3	55,2	1,02	29,1	37,2	11,0
0,52	127,5	43,4	51,6	1,04	28,3	37,7	10,8
0,53	120,8	42,6	48,2	1,06	27,5	38,2	10,6
0,54	114,1	41,8	45,5	1,08	2□,7	38,7	10,4
0,55	107,4	40,9	43,0	1,10	26,0	39,3	10,2
0,56	101,0	40,4	40,4	1,12	25,5	39,9	10,1
0,57	98,5	39,8	38,1	1,14	25,0	40,5	9,9
0,58	94,1	39,3	36,2	1,16	24,4	41,2	9,8
0,59	89,7	38,7	34,5	1,18	23,8	41,8	9,6
0,60	85,3	38,1	32,7	1,20	23,4	42,6	9,5
0,61	82,3	37,7	31,1	1,22	23,0	43,3	9,4
0,62	79,4	37,3	29,6	1,24	22,6	44,1	9,3
0,63	76,4	36,9	28,3	1,26	22,2	44,9	9,3
0,64	73,5	36,5	27,1	1,28	21,8	45,7	9,2
0,65	70,6	36,1	25,9	1,30	21,4	46,6	9,1
0,66	69,3	35,9	24,8	1,32	21,1	47,6	9,1
0,67	66,0	35,7	23,9	1,34	20,8	48,5	9,0
0,68	63,8	35,5	21,0	1,36	20,5	49,5	8,9
0,69	61,6	35,3	22,1	1,38	20,2	50,4	8,9
0,70	59,8	35,1	21,3	1,40	20,0	51,2	8,8
0,71	57,6	34,9	20,6	1,42	19,6	52,2	8,8
0,72	56,0	34,9	20,0	1,44	19,4	53,2	8,8
0,73	54,3	34,7	19,3	1,46	19,6	54,2	8,7
0,74	52,6	34,6	18,7	1,48	19,2	55,2	8,7
0,75	50,9	34,5	18,1	1,50	19,0	56,3	8,6
0,76	49,7	34,5	17,6	1,52	18,8	57,2	8,6
0,77	48,4	34,5	17,1	1,54	18,7	58,3	8,6
0,78	47,2	34,4	16,6	1,56	18,6	59,4	8,6
0,79	45,9	34,4	16,2	1,58	18,5	60,6	8,5
0,80	44,6	34,3	15,8	1,60	18,3	61,9	8,5
0,81	43,6	34,3	15,4	1,62	18,2	63,1	8,5
0,82	42,6	34,4	15,1	1,64	18,0	64,3	8,4
0,83	41,7	34,4	14,8	1,66	17,8	65,6	8,4
0,84	40,7	34,5	14,4	1,68	17,7	66,9	8,4
0,85	39,7	34,5	14,1	1,70	17,6	68,1	8,4
0,86	38,9	34,6	13,9	1,72	17,5	69,3	8,4
0,87	38,1	34,7	13,6	1,74	17,4	70,5	8,4
0,88	37,3	34,8	13,4	1,76	17,3	71,7	8,3
0,89	36,5	34,8	13,1	1,78	17,2	72,8	8,3
0,90	35,7	35,0	12,9	1,80	17,0	74,0	8,3
0,91	35,1	35,1	12,7	1,82	16,9	75,5	8,3
0,92	34,5	35,3	12,5	1,84	16,8	77,0	8,3
0,93	33,9	35,5	12,3	1,86	16,8	78,5	8,3
0,94	33,3	35,6	12,1	1,88	16,7	80,1	8,2
0,95	32,7	35,8	11,9	1,90	16,6	81,7	8,2
0,96	32,2	36,0	11,8	1,92	16,6	83,2	8,2
0,97	31,6	36,2	11,6	1,94	16,6	84,7	8,2
0,98	31,0	36,3	11,5	1,96	16,5	86,2	8,2
0,99	30,4	36,5	11,3	1,98	16,5	87,7	8,2
1,00	29,9	36,7	11,2	2,00	16,5	89,2	8,2

ANEXO F – CASO 3



$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

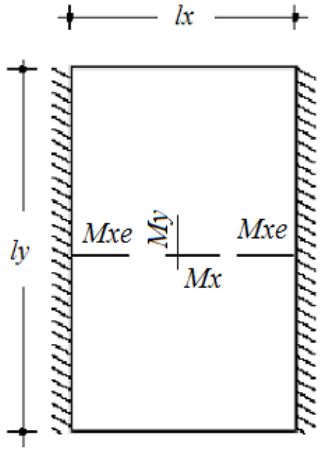
$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

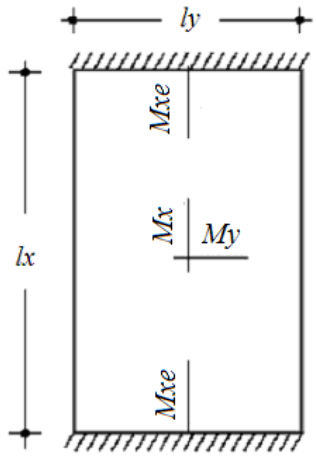
$$M_{xe} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_x}$$

$$M_{ye} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_y}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	n_y	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	n_y
1,00	37,1	37,1	16,0	16,0	1,50	20,6	46,4	9,6	21,6
1,01	36,5	37,2	15,7	16,0	1,51	20,5	46,8	9,5	21,8
1,02	35,9	37,2	15,4	16,0	1,52	20,4	47,1	9,5	22,0
1,03	35,3	37,3	15,1	16,1	1,53	20,3	47,5	9,4	22,2
1,04	34,7	37,3	14,9	16,1	1,54	20,2	47,8	9,4	22,4
1,05	34,1	37,4	14,6	16,1	1,55	20,0	48,2	9,4	22,6
1,06	33,5	37,4	14,4	16,2	1,56	19,9	48,5	9,3	22,8
1,07	32,9	37,5	14,1	16,2	1,57	19,8	48,9	9,3	23,0
1,08	32,3	37,5	13,9	16,2	1,58	19,7	49,2	9,2	23,2
1,09	31,7	37,6	13,7	16,3	1,59	19,6	49,6	9,2	23,4
1,10	31,1	37,6	13,5	16,3	1,60	19,5	49,9	9,2	23,7
1,11	30,6	37,7	13,3	16,3	1,61	19,4	50,3	9,2	23,9
1,12	30,2	37,8	13,1	16,4	1,62	19,3	50,7	9,1	24,1
1,13	29,8	38,0	12,9	16,5	1,63	19,2	51,0	9,1	24,3
1,14	29,4	38,1	12,8	16,6	1,64	19,1	51,4	9,1	24,5
1,15	29,0	38,2	12,6	16,7	1,65	19,0	51,8	9,1	24,8
1,16	28,6	38,4	12,4	16,7	1,66	19,0	52,2	9,0	25,0
1,17	28,2	38,5	12,3	16,8	1,67	18,9	52,6	9,0	25,2
1,18	27,8	38,6	12,2	16,9	1,68	18,8	53,0	9,0	25,4
1,19	27,4	38,8	12,0	17,0	1,69	18,7	53,4	9,0	25,6
1,20	27,0	38,9	11,9	17,1	1,70	18,6	53,8	8,9	25,9
1,21	26,7	39,1	11,8	17,2	1,71	18,5	54,2	8,9	26,1
1,22	26,4	39,3	11,6	17,3	1,72	18,4	54,7	8,9	26,4
1,23	26,1	39,5	11,5	17,4	1,73	18,4	55,1	8,9	26,6
1,24	25,9	39,7	11,4	17,6	1,74	18,3	56,6	8,9	26,9
1,25	25,7	39,9	11,3	17,7	1,75	18,2	56,0	8,8	27,1
1,26	25,4	40,0	11,2	17,8	1,76	18,2	56,5	8,8	27,4
1,27	25,1	40,2	11,1	17,9	1,77	18,1	56,9	8,8	27,6
1,28	24,8	40,4	11,0	18,0	1,78	18,0	57,4	8,8	27,9
1,29	24,5	40,6	10,9	18,1	1,79	18,0	57,8	8,8	28,1
1,30	24,2	40,8	10,8	18,3	1,80	17,9	58,2	8,8	28,4
1,31	24,0	41,0	10,7	18,4	1,81	17,8	58,7	8,8	28,6
1,32	23,8	41,3	10,6	18,6	1,82	17,8	59,2	8,7	28,9
1,33	23,6	41,5	10,6	18,7	1,83	17,7	59,6	8,7	29,2
1,34	23,4	41,8	10,5	18,9	1,84	17,7	60,1	8,7	29,5
1,35	23,2	42,0	10,4	19,0	1,85	17,6	60,6	8,7	29,7
1,36	23,0	42,3	10,4	19,2	1,86	17,6	61,0	8,7	30,0
1,37	22,8	42,5	10,3	19,3	1,87	17,5	61,5	8,7	30,3
1,38	22,6	42,6	10,2	19,5	1,88	17,5	62,0	8,6	30,6
1,39	22,3	43,0	10,1	19,6	1,89	17,4	62,4	8,6	30,9
1,40	22,1	43,3	10,1	19,8	1,90	17,4	62,9	8,6	31,2
1,41	22,0	43,6	10,0	19,9	1,91	17,3	63,4	8,6	31,4
1,42	21,8	43,9	10,0	20,1	1,92	17,3	63,9	8,6	31,7
1,43	21,7	44,2	9,9	20,3	1,93	17,3	64,4	8,6	32,0
1,44	21,5	44,5	9,9	20,5	1,94	17,2	64,9	8,6	32,2
1,45	21,4	44,8	9,8	20,6	1,95	17,2	65,4	8,6	32,5
1,46	21,2	45,1	9,8	20,8	1,96	17,1	65,9	8,5	32,8
1,47	21,1	45,4	9,7	21,0	1,97	17,1	66,4	8,5	33,0
1,48	20,9	45,7	9,7	21,2	1,98	17,0	66,9	8,5	33,3
1,49	20,8	46,0	9,6	21,4	1,99	17,0	67,4	8,5	33,6
1,50	20,6	46,4	9,6	21,6	2,00	17,0	67,9	8,5	33,9

ANEXO G – CASO 4A E CASO 4B





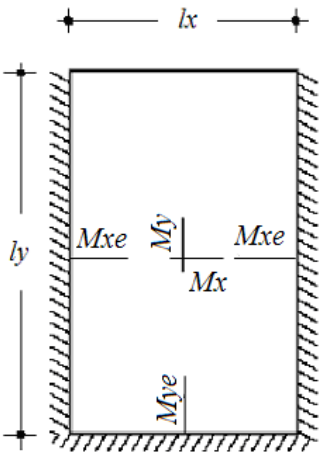
$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

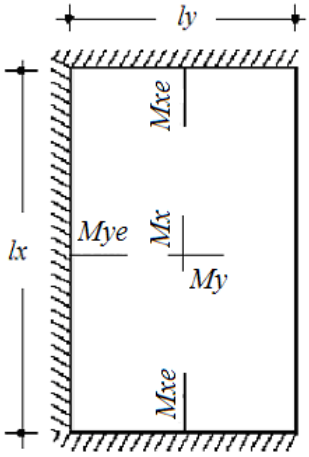
$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

$$M_{xe} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_x}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x
0,50	136,1	49,9	50,4	1,00	37,5	55,7	14,4
0,51	130,4	49,3	47,4	1,02	36,8	57,0	14,2
0,52	124,6	48,6	44,7	1,04	36,2	58,3	14,1
0,53	118,9	48,0	42,4	1,06	35,5	59,6	14,0
0,54	113,1	47,3	40,3	1,08	34,8	60,9	13,8
0,55	107,4	46,6	38,2	1,10	34,2	62,2	13,6
0,56	103,4	46,3	36,3	1,12	33,7	63,9	13,5
0,57	99,5	45,9	34,8	1,14	33,2	65,6	13,5
0,58	95,9	45,6	33,2	1,16	32,8	67,2	13,4
0,59	91,6	45,2	31,8	1,18	32,3	68,9	13,3
0,60	87,6	44,8	30,5	1,20	31,9	70,6	13,2
0,61	84,8	44,6	29,4	1,22	31,6	72,4	13,1
0,62	82,0	44,5	28,2	1,24	31,3	74,3	13,0
0,63	79,3	44,3	27,3	1,26	31,0	76,0	13,0
0,64	76,6	44,2	26,3	1,28	30,7	77,8	12,9
0,65	73,8	44,0	25,4	1,30	30,3	79,7	12,9
0,66	71,8	44,0	24,7	1,32	30,1	81,7	12,8
0,67	69,8	44,0	23,9	1,34	29,9	83,7	12,8
0,68	67,7	44,1	23,2	1,36	29,7	85,7	12,7
0,69	65,7	44,1	22,6	1,38	29,5	87,7	12,6
0,70	63,7	44,1	22,0	1,40	29,2	89,7	12,6
0,71	62,2	44,3	21,4	1,42	29,1	91,9	12,6
0,72	60,7	44,4	21,0	1,44	28,9	94,1	12,6
0,73	59,2	44,6	20,4	1,46	28,7	96,3	12,5
0,74	57,7	44,7	20,0	1,48	28,5	98,5	12,5
0,75	56,2	44,9	19,6	1,50	28,3	100,7	12,5
0,76	55,0	45,1	19,2	1,52	28,1	103,1	12,5
0,77	53,8	45,4	18,9	1,54	28,0	105,5	12,4
0,78	52,6	45,6	18,5	1,56	27,9	107,9	12,4
0,79	51,5	45,9	18,2	1,58	27,7	110,3	12,4
0,80	50,4	46,2	17,9	1,60	27,6	112,6	12,4
0,81	49,5	46,5	17,6	1,62	27,5	115,2	12,4
0,82	48,6	46,9	17,3	1,64	27,4	117,8	12,3
0,83	47,8	47,2	17,1	1,66	27,3	120,4	12,3
0,84	46,9	45,6	16,8	1,68	27,2	122,9	12,3
0,85	46,0	48,0	16,6	1,70	27,1	125,4	12,3
0,86	45,3	48,4	16,4	1,72	27,0	128,1	12,3
0,87	44,6	48,9	16,2	1,74	27,0	130,8	12,3
0,88	43,9	49,3	16,0	1,76	26,9	133,5	12,3
0,89	43,2	49,8	15,9	1,78	26,8	136,3	12,3
0,90	42,5	50,2	15,7	1,80	26,7	139,1	12,2
0,91	42,0	50,7	15,5	1,82	26,6	143,0	12,2
0,92	41,4	51,2	15,4	1,84	26,5	145,9	12,2
0,93	40,9	51,7	15,2	1,86	26,5	148,8	12,2
0,94	40,1	52,2	15,1	1,88	26,4	151,7	12,2
0,95	39,7	52,8	14,9	1,90	26,4	153,6	12,2
0,96	39,2	53,3	14,8	1,92	26,3	156,7	12,2
0,97	38,8	53,9	14,7	1,94	26,3	159,7	12,2
0,98	38,1	54,6	14,6	1,96	26,2	162,8	12,2
0,99	37,9	55,1	14,5	1,98	26,1	165,8	12,2
1,00	37,5	55,7	14,4	2,00	26,1	168,9	12,1

ANEXO H – CASO 5A E CASO 5B





$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

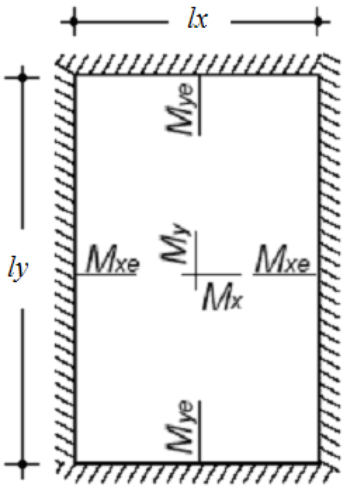
$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

$$M_{xe} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_x}$$

$$M_{ye} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_y}$$

l_y	m_x	m_y	n_x	n_y	l_y	m_x	m_y	n_x	n_y
0,50	246,4	71,5	108,1	35,6	1,00	44,2	50,6	18,0	24,0
0,51	234,5	69,8	100,8	34,7	1,02	43,1	51,3	17,6	24,3
0,52	222,6	68,1	94,4	33,8	1,04	42,0	52,0	17,2	24,7
0,53	210,7	66,4	85,2	32,9	1,06	40,9	52,7	16,8	25,1
0,54	195,8	64,7	82,7	32,1	1,08	39,9	53,4	16,4	25,5
0,55	187,0	63,0	77,3	31,3	1,10	38,9	54,0	16,1	25,9
0,56	177,3	61,8	72,6	30,6	1,12	38,1	54,9	15,9	26,4
0,57	167,6	60,6	68,5	29,9	1,14	37,4	55,8	15,6	26,9
0,58	157,9	59,4	64,8	29,2	1,16	36,7	56,7	15,4	27,4
0,59	148,2	58,2	61,5	28,6	1,18	36,0	57,6	15,1	28,0
0,60	138,6	57,1	58,2	28,0	1,20	35,3	58,5	14,9	28,6
0,61	132,9	56,4	55,3	27,5	1,22	34,8	59,7	14,7	29,2
0,62	127,2	55,8	52,3	27,0	1,24	34,3	60,8	14,5	29,8
0,63	121,5	55,1	49,9	26,5	1,26	33,8	61,9	14,4	30,4
0,64	115,9	54,3	47,6	26,1	1,28	33,3	63,1	14,3	31,1
0,65	110,3	53,3	45,6	25,7	1,30	32,8	64,2	14,1	31,8
0,66	106,3	52,9	43,6	25,3	1,32	32,4	65,4	14,0	32,5
0,67	102,3	52,4	41,7	25,0	1,34	32,0	66,7	13,9	33,2
0,68	98,4	52,0	40,0	24,7	1,36	31,6	68,0	13,8	34,0
0,69	94,5	51,4	38,5	24,4	1,38	31,3	69,3	13,7	34,7
0,70	90,6	50,9	37,0	24,1	1,40	31,0	70,5	13,6	35,5
0,71	87,8	50,6	35,7	23,0	1,42	30,7	71,9	13,5	36,3
0,72	85,0	50,2	34,4	23,7	1,44	30,4	71,3	13,4	37,1
0,73	82,2	49,9	33,2	23,5	1,46	30,1	74,8	13,3	37,9
0,74	79,4	49,5	32,0	23,3	1,48	29,0	76,2	13,3	38,7
0,75	76,6	49,2	30,9	23,2	1,50	29,7	77,7	13,2	39,5
0,76	74,5	49,1	30,0	23,1	1,52	29,5	79,3	13,1	40,4
0,77	72,4	48,9	29,0	23,0	1,54	29,3	80,9	13,1	41,3
0,78	70,3	48,8	28,2	22,9	1,56	29,1	82,5	13,0	42,2
0,79	68,2	48,6	27,4	22,8	1,58	28,9	84,1	13,0	43,1
0,80	66,2	48,4	26,7	22,7	1,60	28,7	85,7	12,9	44,0
0,81	64,6	48,4	26,0	22,6	1,62	28,5	87,4	12,9	44,9
0,82	63,0	48,3	25,3	22,6	1,64	28,3	89,1	12,8	45,8
0,83	61,5	48,3	24,7	22,6	1,66	28,2	90,8	12,8	46,7
0,84	60,0	48,2	24,0	22,6	1,68	28,1	92,5	12,8	47,6
0,85	58,5	48,2	23,5	22,6	1,70	28,0	94,3	12,7	48,5
0,86	57,3	48,3	23,0	22,7	1,72	27,8	96,2	12,7	49,5
0,87	56,1	48,3	22,5	22,7	1,74	27,7	98,1	12,7	50,5
0,88	54,9	48,4	22,0	22,8	1,76	27,6	100,0	12,7	51,5
0,89	53,7	48,4	21,6	22,8	1,78	27,5	101,9	12,6	52,6
0,90	52,5	48,5	21,1	22,8	1,80	27,4	103,7	12,6	53,7
0,91	51,5	48,7	20,7	22,9	1,82	27,3	105,0	12,5	54,9
0,92	50,6	48,9	20,4	23,0	1,84	27,2	107,7	12,5	56,1
0,93	49,7	49,0	20,0	23,1	1,86	27,1	109,7	12,5	57,3
0,94	48,8	49,2	19,7	23,2	1,88	27,0	111,7	12,5	58,5
0,95	47,9	49,4	19,4	23,3	1,90	26,9	113,7	12,5	59,8
0,96	47,1	49,6	19,1	23,5	1,92	26,8	115,9	12,4	61,1
0,97	46,3	49,9	18,8	23,6	1,94	26,7	118,1	12,4	62,5
0,98	45,6	50,1	18,5	23,8	1,96	26,6	120,2	12,4	63,9
0,99	44,9	50,4	18,2	23,9	1,98	26,5	122,3	12,4	65,3
1,00	44,2	50,6	18,0	24,0	2,00	26,5	124,4	12,4	66,7

ANEXO I – CASO 6



$$M_x = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_x}$$

$$M_y = \frac{p \cdot \ell_x^2}{m_y}$$

$$M_{xe} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_x}$$

$$M_{ye} = -\frac{p \cdot \ell_x^2}{n_y}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	n_y	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	n_y
1,00	55,7	55,7	24,0	24,0	1,50	32,0	72,2	14,4	32,3
1,01	54,8	55,8	23,6	24,0	1,51	31,9	72,8	14,3	32,6
1,02	53,9	55,9	23,1	24,0	1,52	31,7	73,4	14,3	32,9
1,03	53,0	55,9	22,7	24,1	1,53	31,6	74,0	14,2	33,2
1,04	52,1	56,0	22,3	24,1	1,54	31,4	74,6	14,2	33,6
1,05	51,2	56,1	21,9	24,2	1,55	31,3	75,2	14,1	33,9
1,06	50,3	56,2	21,7	24,2	1,56	31,1	75,8	14,0	34,2
1,07	49,4	56,3	21,2	24,3	1,57	31,0	76,4	14,0	34,5
1,08	48,5	56,4	20,9	24,3	1,58	30,8	77,0	14,0	34,9
1,09	47,6	56,5	20,5	24,4	1,59	30,6	77,6	13,9	35,2
1,10	46,8	56,6	20,2	24,4	1,60	30,5	78,2	13,8	35,5
1,11	46,2	56,8	20,0	24,5	1,61	30,4	78,8	13,8	35,8
1,12	45,6	57,0	19,7	24,6	1,62	30,3	79,5	13,7	36,1
1,13	45,0	57,3	19,4	24,7	1,63	30,2	80,2	13,7	36,5
1,14	44,4	57,5	19,2	24,8	1,64	30,1	80,8	13,7	36,8
1,15	43,8	57,7	18,9	25,0	1,65	30,0	81,5	13,6	37,1
1,16	43,2	58,0	18,7	25,1	1,66	29,9	82,2	13,6	37,5
1,17	42,6	58,2	18,4	25,2	1,67	29,8	82,8	13,6	37,8
1,18	42,0	58,4	18,2	25,3	1,68	29,7	83,5	13,5	38,1
1,19	41,4	58,7	18,0	25,4	1,69	29,6	84,2	13,5	38,5
1,20	40,9	58,9	17,8	25,6	1,70	29,4	84,9	13,5	38,8
1,21	40,5	59,2	17,6	25,7	1,71	29,3	85,6	13,4	39,1
1,22	40,1	59,6	17,4	25,9	1,72	29,2	86,4	13,4	39,5
1,23	39,7	59,9	17,3	26,0	1,73	29,1	87,1	13,4	39,9
1,24	39,3	60,3	17,1	26,2	1,74	29,0	87,9	13,3	40,2
1,25	38,9	60,6	16,9	26,4	1,75	29,0	88,6	13,3	40,6
1,26	38,5	61,0	16,8	26,6	1,76	28,9	89,4	13,3	41,0
1,27	38,1	61,3	16,6	26,8	1,77	28,8	90,1	13,2	41,3
1,28	37,7	61,7	16,5	27,0	1,78	28,7	90,9	13,2	41,7
1,29	37,3	62,0	16,4	27,2	1,79	28,6	91,6	13,2	42,1
1,30	36,9	62,4	16,2	27,4	1,80	28,5	92,5	13,1	42,5
1,31	36,6	62,8	16,1	27,6	1,81	28,4	93,2	13,1	42,9
1,32	36,3	63,3	16,0	27,8	1,82	28,3	94,0	13,1	43,3
1,33	36,0	63,7	15,9	28,0	1,83	28,2	94,7	13,1	43,8
1,34	35,7	64,2	15,8	28,3	1,84	28,1	95,5	13,0	44,2
1,35	35,5	64,6	15,6	28,5	1,85	28,0	96,2	13,0	44,6
1,36	35,2	65,0	15,5	28,7	1,86	28,0	97,0	13,0	45,1
1,37	34,9	65,5	15,4	29,0	1,87	27,9	97,7	13,0	45,5
1,38	34,6	65,9	15,3	29,3	1,88	27,8	98,5	13,0	45,9
1,39	34,3	66,4	15,2	29,5	1,89	27,7	99,2	12,9	46,4
1,40	34,1	66,8	15,1	29,7	1,90	27,7	100,0	12,9	46,8
1,41	33,9	67,3	15,0	30,0	1,91	27,6	100,9	12,9	47,2
1,42	33,7	67,9	15,0	30,2	1,92	27,6	101,8	12,9	47,6
1,43	33,5	68,4	14,9	30,5	1,93	27,5	102,7	12,9	48,0
1,44	33,3	69,0	14,8	30,7	1,94	27,5	103,6	12,8	48,4
1,45	33,1	69,5	14,8	31,0	1,95	27,5	104,5	12,8	48,8
1,46	32,9	70,0	14,7	31,3	1,96	27,4	105,4	12,8	49,2
1,47	32,7	70,6	14,6	31,5	1,97	27,4	106,3	12,8	49,6
1,48	32,5	71,1	14,5	31,8	1,98	27,3	107,3	12,8	50,0
1,49	32,0	71,7	14,5	32,0	1,99	27,3	108,1	12,8	50,4
1,50	32,0	72,2	14,4	32,3	2,00	27,3	109,1	12,7	50,8

ANEXO J – REAÇÕES DAS BORDAS DE LAJES RETANGULARES

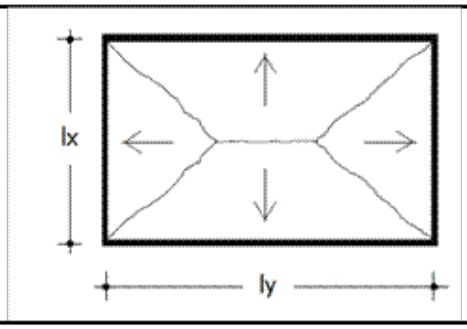
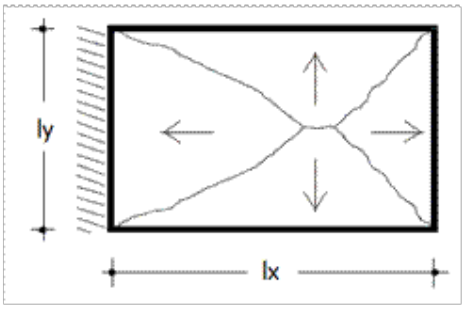
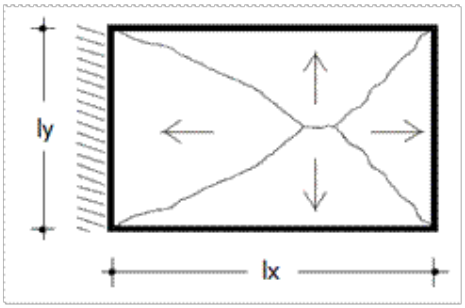
TABELA 6.11a		
CASO 1		$R_{xa} = \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ya} = R_{xa} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$
CASO 2A		$\frac{l_y}{l_x} < 0{,}732$ $R_{ya} = \frac{p \cdot l_y}{4}$ $R_{ys} = 1{,}732 \cdot R_{ya}$ $R_{xa} = R_{ya} \cdot \left(2 - 1{,}366 \cdot \frac{l_y}{l_x}\right)$
		$\frac{l_y}{l_x} > 0{,}732$ $R_{xa} = 0{,}732 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ya} = R_{xa} \cdot \left(2 - 0{,}732 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$ $R_{ys} = 1{,}732 \cdot R_{ya}$

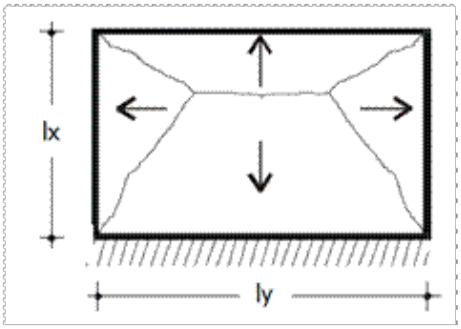
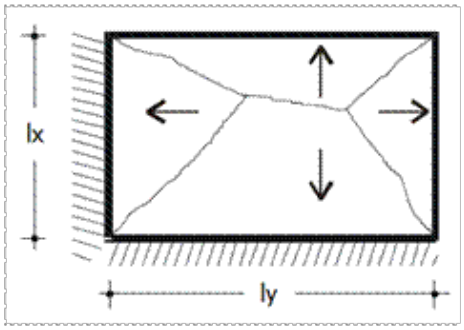
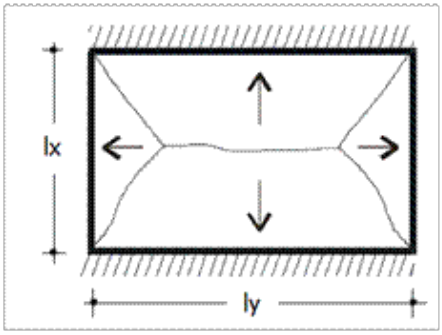
TABELA 6.11b		
CASO 2B		$R_{xa} = 0{,}732 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ya} = R_{xa} \cdot \left(2 - 0{,}732 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$ $R_{ye} = 1{,}732 \cdot R_{ya}$
CASO 3		$R_{xa} = 0{,}732 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{xe} = 1{,}732 \cdot R_{xa}$ $R_{ya} = R_{xa} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$ $R_{ye} = 1{,}732 \cdot R_{ya}$
CASO 4A		$R_{xa} = 0{,}577 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ye} = \frac{p \cdot l_x}{4} \cdot \left(2 - 0{,}577 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$

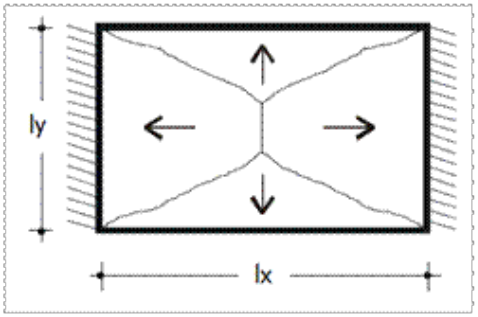
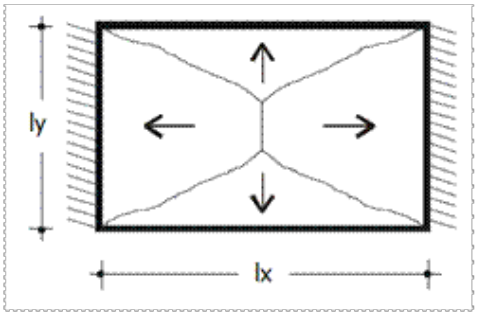
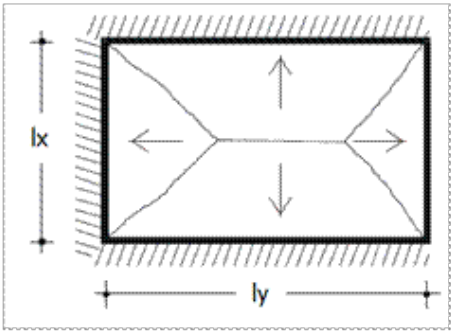
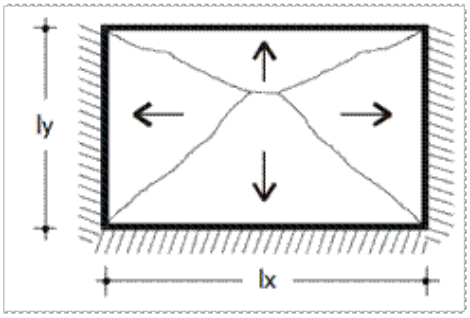
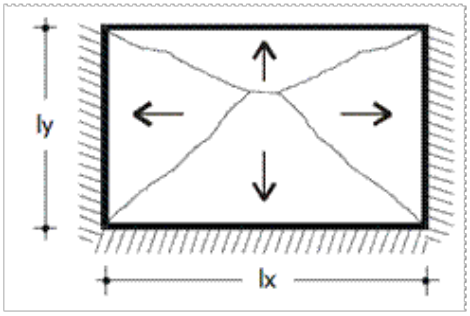
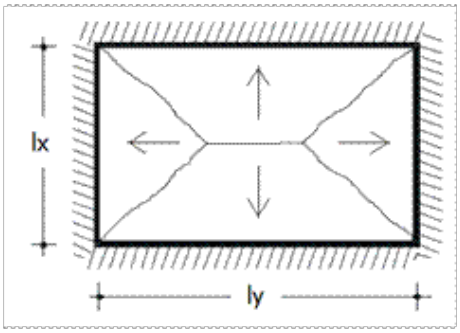
TABELA 6.11c		
CASO 4B		$\frac{l_y}{l_x} < 0{,}577$ $R_{ye} = 1{,}732 \cdot \frac{p \cdot l_y}{4}$ $R_{xa} = \frac{p \cdot l_y}{4} \cdot \left(2 - 1{,}732 \cdot \frac{l_y}{l_x}\right)$
		$\frac{l_y}{l_x} > 0{,}577$ $R_{xa} = 0{,}577 \cdot \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ye} = \frac{p \cdot l_x}{4} \cdot \left(2 - 0{,}577 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$
CASO 5A		$R_{xe} = \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{xa} = 0{,}577 \cdot R_{xe}$ $R_{ye} = R_{xe} \cdot \left(2 - 0{,}789 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$

TABELA 6.11d		
CASO 5B		$\frac{l_y}{l_x} < 0{,}789$ $R_{ye} = 1{,}268 \cdot \frac{p \cdot l_y}{4}$ $R_{xe} = R_{ye} \cdot \left(2 - 1{,}268 \cdot \frac{l_y}{l_x}\right)$ $R_{xa} = 0{,}577 \cdot R_{xe}$
		$\frac{l_y}{l_x} > 0{,}789$ $R_{xe} = \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{xa} = 0{,}577 \cdot R_{xe}$ $R_{ye} = R_{xe} \cdot \left(2 - 0{,}789 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right)$
CASO 6		$R_{xe} = \frac{p \cdot l_x}{4}$ $R_{ye} = R_{xe} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$