

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rodrigo Zardo Lorenzon

***ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS BRASILEIRA E
EUROPEIA NO DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO***

Porto Alegre
Dezembro 2019

RODRIGO ZARDO LORENZON

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS
BRASILEIRA E EUROPEIA NO DIMENSIONAMENTO DE
PILARES DE CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero

Porto Alegre
Dezembro 2019

RODRIGO ZARDO LORENZON

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS
BRASILEIRA E EUROPEIA NO DIMENSIONAMENTO DE
PILARES DE CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHARIO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)

Dr. em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)

Dr. em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Paula Manica Lazzari (UFRGS)

Dra. em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Celso Lorenzon e Assunta Zardo Lorenzon, pelo carinho, atenção e por terem me dado as condições e o incentivo para que eu buscasse meu diploma de segundo grau. Agradeço também a minha irmã, Vanessa Zardo Lorenzon, por ter me acompanhado ao longo desses anos de minha graduação, me apoiando e ajudando sempre que fosse do seu alcance.

Agradeço em especial ao meu orientador, João Ricardo Masuero, pela disponibilidade, pela pelo auxílio, pela dedicação e pelos conhecimentos que consegue passar adiante com a facilidade de quem tem o dom de ser professor. És, sem dúvida, o melhor professor que tive na minha formação acadêmica sendo referência profissional e pessoal.

Também agradeço aos demais professores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul por todos os ensinamentos durante estes anos de faculdade, auxiliando na formação profissional e também pessoal, assim como os demais professores que tive em minha vida.

Agradeço também ao engenheiro Elvis Antônio Carpeggiani que ao longo desses 3 últimos anos vem me passando diversos conhecimentos e toda a sua experiência na área de projetos estruturais, que foram de grande importância para a realização deste trabalho, assim como os meus colegas de trabalho na Carpeggiani Engenharia.

Por fim, agradeço aos meus amigos que fizeram parte dessa minha caminhada durante a faculdade, sem vocês tenho certeza que esta etapa da vida não teria tido a mesma graça, obrigado.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre os procedimentos necessários para o dimensionamento de pilares no estado limite último pelas normas brasileira e europeia de concreto armado através de um estudo de caso de um edifício residencial de médio porte. O objetivo do trabalho é analisar as diferenças e semelhanças nas diversas etapas relacionadas e nos resultados finais obtidos, buscando verificar se é possível que pilares dimensionados conforme a norma brasileira sejam executados na Europa cumprindo os requisitos de segurança estrutural local e vice-versa, isto é, pilares dimensionados conforme a norma europeia sejam executados no Brasil atendendo às definições de segurança estrutural necessárias. Para isso, em um primeiro momento, é feita uma análise teórica das partes envolvidas no processo de cálculo de pilares, correspondendo a etapa de revisão bibliográfica das normas envolvidas. Por fim, é feita a aplicação prática dessas normas para o caso de um edifício residencial de médio porte baseado em uma arquitetura real. O método de análise estrutural utilizado neste trabalho é o de pórticos planos, sem o uso de qualquer software integrado de modelagem e projeto estrutural. Para a comparação dos resultados foram escolhidos alguns dos pilares existentes para serem dimensionados e os resultados obtidos foram comparados em termos de área de aço necessária para cada uma das normas. Ao término do estudo percebe-se que as normas apresentam diferenças em quase todas as etapas do dimensionamento, tanto em critérios adotados quanto em equacionamentos das normas. Quanto aos resultados de área de aço necessárias para os mesmos pilares dimensionados pelas duas normas, nota-se que, mesmo que este trabalho adote uma amostragem pequena de pilares analisados, ela já é suficiente para perceber diferenças consideráveis nos valores finais, concluindo-se que não é possível garantir a convergência entre essas normas no cálculo de pilares.

Palavras-chave: NBR 6118, EN 1992-1-1.

Pilares. Dimensionamento.

ABSTRACT

This work presents a comparative study of the procedures required for the design of columns in the ultimate limit state by the Brazilian e European standards for the reinforced concrete through a study case of a medium-sized residential building. The objective of this work is to analyse the differences and similarities in all the stages related and in the final results, seeking to verify if is possible that columns designed according to the Brazilian standards can be executed in Europe fulfilling the local safety structural requirements and the opposite, this is, columns designed according to the European standards can be executed in Brazil fulfilling the safety requirements needed. For this, at first, a theoretical analysis is made of the parties involved in the column calculation process, corresponding to the bibliographic review of the standards involved. Then, the practical application of these standards is made for a medium-sized residential building based on a real architecture. The structural analysis method used in this work is plan gantries, without the use of any advanced structural modelling software. To compare the results, some of the existing columns were chosen to be designed and the obtained results were compared in terms of the steel area required for each of the standards. In the end of the study, can be noted that the standards present differences in almost all design stages, both in adopted criteria and in equations of the standards. For the steel area results required for the same columns designed by the two standards, can be noted that, even though this work uses a small sample of columns analysed, it is sufficient to perceive considerable differences in the final values, concluding that it is not possible to ensure convergence between these standards in column design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Dimensões do edifício em estudo	41
Figura 2 – Planta arquitetônica do pavimento tipo	42
Figura 3 – Geometria dos pavimentos	43
Figura 4 – Peso específico de alguns materiais de construção segundo a norma brasileira	46
Figura 5 – Valores mínimos das cargas verticais segundo a norma brasileira.....	47
Figura 6 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) pela norma brasileira.....	54
Figura 7 – Parâmetros meteorológicos para cálculo do fator S_2	55
Figura 8 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 pela norma brasileira	56
Figura 9 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	58
Figura 10 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	58
Figura 11 – Perfis de velocidades do vento para edifícios conforme a norma europeia	65
Figura 12 – Formas gerais de estruturas cobertas pelo procedimento pela norma europeia....	68
Figura 13 – Coeficientes de força $c_{f,0}$ de seções retangulares com cantos agudos e sem fluxo livre (d e b são as dimensões em planta da edificação)	69
Figura 14 – Valores indicativos de ψ_λ como função da proporção da solidez versus a esbeltez λ para ventos de baixa turbulência	70
Figura 15 – Imperfeições geométricas globais.....	71
Figura 16 – Imperfeições geométricas segundo norma europeia	74
Figura 17 – Aplicação de força F_y no centro elástico do sistema.....	84
Figura 18 – Momento M rotacionando o sistema em torno do centro elástico	86
Figura 19 – Superposição dos efeitos de translação e rotação em um sistema	88
Figura 20 – Dimensões relacionadas ao comprimento de flambagem	92
Figura 21 – Envoltória mínima de 1ª ordem pela norma brasileira.....	96
Figura 22 – Envoltória mínima com 2ª ordem pela norma brasileira.....	96
Figura 23 – Diagrama tensão-deformação do concreto	98
Figura 24 – Possíveis arranjos das barras para o ábaco de flexão composta oblíqua.....	99
Figura 25 – Ábaco 26B de flexão composta oblíqua.....	100
Figura 26 – Exemplos de diferentes modos de flambagem e o correspondente comprimento efetivo para membros isolados	102

Figura 27 – Coeficiente final de fluência de acordo com a idade do concreto (em dias) no carregamento	104
Figura 28 – Diagrama tensão-deformação do concreto	107
Figura 29 – Esforços para dimensionamento do P10	121
Figura 30 – Esforços para dimensionamento do P16	123
Figura 31 – Esforços para dimensionamento do P20	125
Figura 32 – Esforços para dimensionamento do P21	127
Figura A 1 – Valor de ψ_2 para lajes armadas em uma direção.....	137
Figura A 2 – Valor de ψ_2 para lajes armadas em duas direções.....	138
Figura A 3 – Continuidade de lajes maciças	139
Figura A 4 – Área de influência de pilares.....	144
Figura A 5 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção x pela norma brasileira	150
Figura A 6 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção y pela norma brasileira	151
Figura A 7 – Definição do perfil de velocidades na direção x pela norma europeia.....	155
Figura A 8 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção x pela norma europeia	156
Figura A 9 – Definição do perfil de velocidades na direção y pelo Eurocode.....	159
Figura A 10 – Pórticos na direção x	166
Figura A 11 – Pórticos na direção y	167
Figura A 12 – Deslocamento horizontal no pórtico 1 e no pórtico 6	169
Figura A 13 – Reações da Laje 1 nos apoios	174
Figura A 14 – Reações da V12.....	174
Figura A 15 – Dimensões básica da escada	175
Figura A 16 – Carregamento e reações da escada	175
Figura A 17 – Carregamento Final da V1	176
Figura A 18 – Carregamento Final da V2.....	176
Figura A 19 – Combinações de ações consideradas para a norma brasileira.....	180
Figura A 20 – Combinações de ações consideradas para a norma europeia.....	180
Figura A 21 – Posição do centro geométrico e centro elástico em relação ao sistema de eixos x-y	184

Figura A 22 – Casos de carregamento horizontal e suas excentricidades conforme a norma brasileira.....	186
Figura A 23 – Cargas atuantes no pórtico 6 no caso 2.1 de carregamento	191
Figura A 24 – Cargas atuantes no pórtico 6 no caso 5 de carregamento	192
Figura A 25 – Esforços iniciais no pilar P10 pela norma brasileira	242
Figura A 26 – Esforços para o dimensionamento do P10 pela norma brasileira	245
Figura A 27 – Esforços iniciais no P16 pela norma brasileira	247
Figura A 28 – Esforços para dimensionamento do P16 pela norma brasileira	249
Figura A 29 – Esforços iniciais no P20 pela norma brasileira	251
Figura A 30 – Esforços para dimensionamento do P20 pela norma brasileira	254
Figura A 31 – Esforços iniciais no P21 pela norma brasileira	256
Figura A 32 – Esforços para dimensionamento do P21 pela norma brasileira	258
Figura A 33 – Esforços iniciais no P10 pela norma europeia	261
Figura A 34 – Esforços para dimensionamento do P10 pela norma europeia	263
Figura A 35 – Esforços iniciais no P16 pela norma europeia	265
Figura A 36 – Esforços para dimensionamento do P16 pela norma europeia	269
Figura A 37 – Esforços iniciais no P20 pela norma europeia	271
Figura A 38 – Esforços para dimensionamento do P20 pela norma europeia	274
Figura A 39 – Esforços iniciais no P21 pela norma europeia	276
Figura A 40 – Esforços para dimensionamento do P21 pela norma europeia	279
Figura A 41 – Geometria do pavimento tipo do edificio considerado.....	281

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades consideradas para os materiais	44
Tabela 2 – Redução das cargas acidentais em pilares e fundação pela norma brasileira	47
Tabela 3 – Categorias de uso de edificações de acordo com a norma europeia.....	50
Tabela 4 – Cargas acidentais de acordo com a norma europeia e anexo italiano	51
Tabela 5 – Densidade dos materiais de construção concreto, argamassa e argila de acordo com à norma europeia.....	52
Tabela 6 – Valores para cálculo da rugosidade do terreno segundo a norma europeia.....	63
Tabela 7 – Esbeltez efetiva para seção retangular com vento de baixa turbulência pela norma europeia	70
Tabela 8 – Fatores de combinação no ELU para a norma brasileira	81
Tabela 9 – Fator de combinação ψ_0 segundo a norma europeia	82
Tabela 10 – Resumo dos valores das cargas nas lajes pelas duas normas	111
Tabela 11 – Comparativo entre as forças de vento entre as duas normas.....	112
Tabela 12 – Comparativo das forças horizontais totais (vento + desaprumo) entre as duas normas.....	113
Tabela 13 – Comparativo dos parâmetros de estabilidade entre as duas normas.....	114
Tabela 14 – Combinações de ações consideradas para cada norma.....	115
Tabela 15 – Comparação dos valores dos parâmetros de esbeltez obtidos para as normas brasileira e europeia	117
Tabela 16 - Comparação dos momentos mínimos obtidos para as normas brasileira e europeia	118
Tabela 17 – Comparação dos momentos mínimos obtidos para as normas brasileira e europeia	118
Tabela 18 – Comparação dos momentos de segunda ordem gerados pelas normas brasileira e europeia	119
Tabela 19 – Definições gerais para o dimensionamento do P10.....	121
Tabela 20 – Áreas de aço obtidas para P10 de acordo com as duas normas.....	122
Tabela 21 – Definições gerais para o dimensionamento do P16.....	123
Tabela 22 – Áreas de aço obtidas para P16 de acordo com as duas normas.....	124
Tabela 23 – Definições gerais para o dimensionamento do P20.....	125
Tabela 24 – Áreas de aço obtidas para P20 de acordo com as duas normas.....	126

Tabela 25 – Definições gerais para o dimensionamento do P21	127
Tabela 26 – Áreas de aço obtidas para P21 de acordo com as duas normas.....	128
Tabela 27 – Diferença em % das áreas de aço necessárias pelas duas normas.....	130
Tabela A 1 – Valores de ψ_3	137
Tabela A 2 – Pré-dimensionamento das lajes	140
Tabela A 3 – Critérios de pré-dimensionamento de vigas relacionando o vão médio (L) e altura estimada da viga (h).....	141
Tabela A 4 – Pré-dimensionamento das vigas	141
Tabela A 5 – Fator de correção γ_{corr}	142
Tabela A 6 – Valores de σ_{id} para aço CA-50 e $\rho=2\%$	143
Tabela A 7 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-paredes	143
Tabela A 8 – Dimensões adotadas para os pilares.....	144
Tabela A 9 – Peso Específico dos Materiais utilizados	147
Tabela A 10 – Cargas atuantes nas lajes conforme as duas normas.....	148
Tabela A 11 – Definição das cargas atuantes em cada laje.....	148
Tabela A 12 – Cálculo das forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção x pela norma brasileira.....	150
Tabela A 13 – Cálculo das forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção y pela norma brasileira.....	151
Tabela A 14 – Forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção x pela norma europeia	155
Tabela A 15 – Forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção y pela norma europeia	159
Tabela A 16 – Forças horizontais por pavimento – direção y.....	160
Tabela A 17 – Forças horizontais de desaprumo por pavimento pela norma brasileira.....	161
Tabela A 18 – Momentos devido ao desaprumo pela norma brasileira.....	161
Tabela A 19 - Comparativo de momentos gerados pelo vento e pelo desaprumo de acordo com a norma brasileira	162
Tabela A 20 – Forças horizontais de desaprumo por pavimento pela norma europeia.....	162
Tabela A 21 – Forças horizontais resultantes do vento e do desaprumo para as normas brasileira e europeia	163
Tabela A 22 – Cálculo de $EI_{equivalente}$ para os pórticos	168
Tabela A 23 – Espessuras das paredes consideradas.....	172

Tabela A 24 – Peso específico dos tijolos considerado	172
Tabela A 25 – Cálculo das reações da laje L1.....	173
Tabela A 26 – Combinações de ações consideradas na norma brasileira e na norma europeia	179
Tabela A 27 – Cálculo das rigidezes dos pórticos.....	182
Tabela A 28 – Cálculo das coordenadas do centro elástico	183
Tabela A 29 – Parâmetros para o cálculo de K_r	185
Tabela A 30 – Distribuição percentual das cargas horizontais na direção x.....	187
Tabela A 31 – Distribuição percentual das cargas horizontais na direção y.....	188
Tabela A 32 – Caso mais desfavorável para cada pilar pela norma brasileira.....	239
Tabela A 33 – Caso mais desfavorável para cada pilar pela norma europeia.....	240
Tabela A 34 –Parâmetros dos materiais para dimensionamento pela norma brasileira	241
Tabela A 35 – Dados do pilar P10 pela norma brasileira	241
Tabela A 36 – Esforços no pilar P10 pela norma brasileira.....	241
Tabela A 37 – Dados do P10 após redimensionamento pela norma brasileira	244
Tabela A 38 – Área de armadura necessária para o P10 pela norma brasileira	246
Tabela A 39 – Dados do pilar P16 pela norma brasileira	247
Tabela A 40 – Esforços no pilar P16 pela norma brasileira.....	247
Tabela A 41 – Área de armadura necessária para o P16 pela norma brasileira	251
Tabela A 42 – Dados do pilar P20 pela norma brasileira	251
Tabela A 43 – Esforços no pilar P20 pela norma brasileira.....	251
Tabela A 44 – Área de armadura necessária para o P20 pela norma brasileira	255
Tabela A 45 – Dados do pilar P21 pela norma brasileira	256
Tabela A 46 – Esforços no pilar P21 pela norma brasileira.....	256
Tabela A 47 – Área de armadura necessária para o P21 pela norma brasileira	259
Tabela A 48 –Parâmetros dos materiais para dimensionamento pela norma europeia	260
Tabela A 49 – Dados do pilar P10 para a norma europeia.....	260
Tabela A 50 – Esforços iniciais no pilar P10 pela norma europeia.....	261
Tabela A 51 - Áreas de armaduras necessárias para o P10 pela norma europeia	265
Tabela A 52 – Dados do pilar P16 para a norma europeia.....	265
Tabela A 53 – Esforços iniciais no pilar P16 pela norma europeia.....	265
Tabela A 54 – Área de armadura necessária para o P16 pela norma europeia	270
Tabela A 55 – Dados do pilar P20 para a norma europeia.....	270

Tabela A 56 – Esforços iniciais no pilar P20 pela norma europeia.....	270
Tabela A 57 – Área de armadura necessária para o P20 pela norma europeia	275
Tabela A 58 – Dados do pilar P21 para a norma europeia.....	276
Tabela A 59 – Esforços iniciais no pilar P21 pela norma europeia.....	276
Tabela A 60 – Área de armadura necessária para o P21 pela norma europeia	280

LISTA DE SIGLAS

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de Serviço

NBR – Norma Brasileira

EC – *Eurocode*

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_c – Área da seção de concreto
- A_e, A_{ref} – Área de projeção da edificação no plano ortogonal à direção do vento.
- A_s – Área de aço
- B^2 – Fator de fundo
- C_a – Coeficiente de arrasto
- c_{dir} – Fator direcional
- c_f – Coeficiente de força para a estrutura ou elemento estrutural
- $c_{f,0}$ – Coeficiente de força de seções retangulares com cantos agudos e sem fluxo livre
- c_0 – Coeficiente de orografia.
- c_r – Fator de rugosidade
- $c_s c_d$ – Fator estrutural
- c_{season} – Fator dependente da estação do ano
- d – Altura útil da seção
- d' – Distância da borda comprimida da seção até o centro de gravidade da armadura
- E_{ci} – Módulo de Deformação Tangente Inicial do concreto
- E_{cd} - Valor de cálculo do módulo de elasticidade no concreto
- E_{cm} – Módulo de deformação secante do concreto pela norma europeia
- E_{cs} – Módulo de deformação secante do concreto pela norma brasileira
- E_s – Módulo de elasticidade do aço
- e – Excentricidade
- e_0 – Excentricidade de 1° ordem pela norma europeia.
- e_1 – Excentricidade de 1° ordem pela norma brasileira.
- e_2 – Excentricidade de 2ª ordem.
- F_a, F_w – Força de arrasto do vento
- F_H – Carga horizontal concentrada
- F_{xi} e F_{yi} – Força de reação da mola i na direção x e na direção y , respectivamente
- f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto
- f_{ck} – Resistência à compressão do concreto
- f_{yd} – Resistência de cálculo do aço
- f_{yk} – Resistência à tração do aço
- $G_{k,i}$ – Valor característico da ação permanente

H, H_{tot} ou L – Altura da edificação

H_x, H_y – Carga horizontal nas direções x e y , respectivamente.

h – Altura do pórtico

h_x, h_y – Dimensões da seção transversal do pilar nas direções x e y , respectivamente.

I_c – Momento de inércia

I_v – Intensidade de turbulência do vento

i – Raio de giração da seção de concreto

i_s – Raio de giração da área de aço total na seção

K_r – Rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico

K_{ra} – Fator de correção dependente da carga axial

K_{ri} – Constante elástica torcional da mola i .

K_φ – Fator que considera o efeito de fluência

k – Constante elástica da mola

k_I – Fator de turbulência

k_p – Fator de pico

k_r – Coeficiente de rugosidade

k_{xi} e k_{yi} – Constante elástica da mola i na direção x e na direção y , respectivamente

L_t – Comprimento de turbulência

$l_{e,}$ – Comprimento de flambagem para a norma brasileira

l_0 – Comprimento efetivo

$l_{0,e}$ – Distância entre as faces internas dos elementos estruturais

l – Distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado

M – Momento

M_A – Momento de 1ª ordem no engaste

M_C – Momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

$M_{d,tot}$ – Momento total de cálculo

M_{zi} – Reação-momento da mola i

$M_{1,d}$ – Momento de cálculo de primeira ordem pela norma brasileira

$M_{0,d}$ – Momento de cálculo de primeira ordem pela norma europeia

$M_{2,d}$ – Momento de cálculo de segunda ordem.

N_d – Esforço normal de cálculo

N_k – Carga vertical por pavimento

n – Número de prumadas de pilares

n_{bal} – Valor da força normal relativa na resistência máxima ao momento

n_s – Número de pisos

$n_{1,x}$ – Frequência natural da estrutura

q – Pressão dinâmica do vento.

q_h – Carga horizontal uniformemente distribuída.

q_k – Carga vertical uniformemente distribuída

q_p – Pressão dinâmica de pico do vento

Q_k – Cargas verticais concentradas

$Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável primária.

$Q_{k,i}$ – Valor característico da ação variável secundária.

R^2 – Fator de resposta de ressonância

S_1 – Fator topográfico do vento para a norma brasileira

S_2 – Fator que considera rugosidade, dimensões da edificação e variação da velocidade com a altura segundo a norma brasileira.

S_3 – Fator estatístico

S_L – Densidade espectral normalizada do vento

T – Tempo médio para a velocidade média do vento

v_b – Velocidade básica do vento para a norma europeia

$v_{b,0}$ – Valor fundamental da velocidade básica do vento para a norma europeia

v_c – Frequência de cruzamento

v_K – Velocidade característica do vento para a norma brasileira

v_m – Velocidade básica do vento para a norma europeia

v_0 – Velocidade básica do vento para a norma brasileira

x_0, y_0 – Coordenadas do centro elástico

z_0 – Comprimento de rugosidade

z_e – Altura de referência para cálculo dos esforços do vento

z_s – Altura de referência para determinar o fator estrutural

α_1 – Valor limite para parâmetro de instabilidade α

α_A – Fator de redução de cargas acidentais segundo a norma europeia

α_{cc} – Coeficiente de longa duração e da forma de aplicação da carga para o concreto

α_m – Fator de redução do desaprumo conforme o número de membros.

α_n – Fator de redução do desaprumo pela altura

α_N – Fator de redução de cargas acidentais verticais para pilares segundo a norma europeia

γ – Peso específico dos materiais

γ_c – Coeficientes de redução de resistência para o concreto

γ_s – Coeficientes de redução de resistência para o aço

γ_z – Coeficientes de estabilidade estrutural

δ – Decremento logarítmico do amortecimento global da estrutura

δ_a – Decréscimo logarítmico do amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental

δ_d – Decréscimo logarítmico do amortecimento devido a dispositivos especiais

δ_s – Decréscimo logarítmico do amortecimento estrutural

δ_x, δ_y – Deslocamento de um ponto nas direções x e y, respectivamente.

θ_a – Ângulo de desaprumo

θ_0 – Valor básico do desaprumo

θ_1 – Desaprumo de um elemento vertical contínuo.

κ – Constante de Karman

λ_{lim}, λ_1 – Esbeltez limite

λ_x, λ_y – Índice de esbeltez relacionado com o giro em torno do eixo.

μ_e – Massa equivalente da edificação por unidade de altura

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Taxa de armadura na seção transversal ($=A_s/A_c$)

ρ_{ar} – Densidade do ar

σ_{cd} – Resistência de cálculo à compressão da seção de concreto armado

σ_{id} – Tensão ideal de cálculo do concreto.

σ_v – Desvio padrão da turbulência do vento.

ϕ – Proporção de solidez

ϕ_{ef} – Fluência efetiva

ψ_0 – Fator de combinação

ψ_2 – Constante que depende das condições de apoio e relação entre vãos da laje.

ψ_3 – constante que depende do tipo de aço usado.

ψ_r – Fator de redução para seções retangulares com cantos arredondados

ψ_λ – Fator de efeito-final para elementos com fluxo livre.

ω – Taxa de reforço

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	35
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	37
2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	37
2.1.1 Objetivo Principal	37
2.1.2 Objetivos Secundários.....	37
2.2 LIMITAÇÕES	37
2.3 DELINEAMENTO	38
3 DEFINIÇÕES INICIAIS	40
3.1 SIMBOLOGIA E NOMENCLATURA.....	40
3.2 LOCALIZAÇÃO E DADOS BÁSICOS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO.....	40
3.3 PLANTAS ARQUITETÔNICA E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO.....	41
3.4 MATERIAIS UTILIZADOS.....	44
4 CARGAS VERTICAIS PARA EDÍFÍCIOS RESIDENCIAIS	46
4.1 NORMA BRASILEIRA - NBR 6120.....	46
4.2 NORMA EUROPEIA - EN 1991-1-1.....	48
4.2.1 Definições da norma.....	48
4.2.2 Valores característicos de cargas acidentais para áreas residenciais e comerciais.....	49
4.2.2.1 Categorias de uso.....	49
4.2.2.2 Valores das ações	50

4.2.3 Tabelas para densidade nominal de materiais de construção	52
5 CARGAS HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS.....	53
5.1 CARGAS HORIZONTAIS GERADAS PELO VENTO	53
5.1.1 Norma Brasileira – NBR 6123	53
5.1.1.1 Definições	53
5.1.1.2 Velocidade Característica e Pressão Dinâmica do Vento.....	53
5.1.1.3 Coeficientes	57
5.1.1.4 Coeficiente de Arrasto (C_a).....	57
5.1.1.5 Edificações em ventos de alta turbulência.....	59
5.1.1.6 Excentricidades da força de arrasto.....	59
5.1.1.7 Procedimento adotado	59
5.1.2 Norma Europeia – EC1 – EN 1991-1-4.....	60
5.1.2.1 Definições	60
5.1.2.2 Base para cálculo da velocidade do vento e pressão do vento.....	61
5.1.2.3 Valores básicos da velocidade e pressão do vento.....	61
5.1.2.4 Vento médio.....	62
5.1.2.4.1 <i>Variação com a altura</i>	62
5.1.2.4.2 <i>Rugosidade do terreno</i>	62
5.1.2.4.3 <i>Orografia do terreno</i>	63
5.1.2.4.4 <i>Excentricidades de aplicação das cargas de vento</i>	63
5.1.2.5 Turbulência do vento.....	63

5.1.2.6 Pressão dinâmica de pico, q_p	64
5.1.2.7 Perfis de Velocidade e alturas de referência.....	64
5.1.2.8 Fator Estrutural c_{scd}	65
5.1.2.9 Coeficientes de Força, c_f	68
5.1.2.9.2 <i>Eslbeltez efetiva e fator ψ_λ</i> :	69
5.2 CARGAS HORIZONTAIS DEVIDO AO DESAPRUMO GLOBAL DO EDIFÍCIO.....	71
5.2.1 Norma Brasileira – NBR 6118	71
5.2.2 Norma Europeia – EC2 – EN 1992-1-1.....	73
6 DESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA.....	76
6.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE SEGUNDO A NORMA BRASILEIRA - NBR 6118	76
6.1.1 Parâmetro de instabilidade (α)	76
6.1.2 Coeficiente γ_z	78
6.2 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE SEGUNDO A NORMA EUROPEIA - EUROCODE 2-1-1	78
7 COMBINAÇÃO DE AÇÕES	80
7.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES – NORMA BRASILEIRA	80
7.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES – NORMA EUROPEIA.....	81
8 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS ENTRE OS PÓRTICOS.....	83
8.1 CENTRO ELÁSTICO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO	84
8.2 RIGIDEZ DO SISTEMA À ROTAÇÃO EM TORNO DO CENTRO ELÁSTICO.....	86

8.3 SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS PARA O CASO DE FORÇAS ATUANTES FORA DO CENTRO ELÁSTICO	88
8.4 ROTEIRO DE CÁLCULO SUGERIDO	89
9 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	91
9. 1 NORMA BRASILEIRA – NBR 6118	91
9.1.1 Efeitos locais de segunda ordem em pilares	91
9.1.1.1 Índice de Esbeltez de um Pilar.....	91
9.1.1.2 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem	94
9.1.2 Esforços atuantes nos pilares	95
9.1.3 Verificação da resistência à compressão do concreto:	97
9.1.4 Cálculo da área de aço necessária.....	98
9. 2 NORMA EUROPEIA – EUROCODE 2 – EN1992-1-1	101
9.2.1 Efeitos locais de segunda ordem nos pilares.....	101
9.2.1.1 Índice de Esbeltez de um Pilar.....	101
9.2.1.2 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem	104
9.2.2 Esforços atuantes nos pilares	106
9.2.3 Verificação da resistência à compressão do concreto	106
9.2.4 Cálculo da área de aço necessária.....	108
10 RESULTADOS	110
10.1 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS	110

10.2 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DECORRENTES DO VENTO	111
10.3 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DO DESAPRUMO GLOBAL.....	112
10.4 COMPARATIVO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO ...	113
10.5 COMPARATIVO ENTRE AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES	114
10.6 COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES	116
10.6.1 Índice de esbeltez e índice esbeltez limite	116
10.6.2 Momentos mínimos	117
10.6.3 Cálculo dos momentos resultantes dos efeitos locais de segunda ordem.....	118
10.6.4 Comparativo das áreas de aço obtidas para os pilares dimensionados pelas duas normas.....	120
10.6.4.1 Pilar P10.....	120
10.6.4.2 Pilar P16.....	122
10.6.4.3 Pilar P20.....	125
10.6.4.4 Pilar P21.....	127
10.6.4.5 Considerações Finais	129
11 CONCLUSÕES.....	132
REFERÊNCIAS.....	133
APÊNDICE 1 – MEMORIAL DE CÁLCULO: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	135
APÊNDICE 2 – MEMORIAL DE CÁLCULO: CARGAS ATUANTES.....	146

APÊNDICE 3 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA	164
APÊNDICE 4 – MEMORIAL DE CÁLCULO: CARGAS NAS VIGAS	171
APÊNDICE 5 – MEMORIAL DE CÁLCULO: COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	177
APÊNDICE 6 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS NOS PÓRTICOS	181
APÊNDICE 7 – MEMORIAL DE CÁLCULO: MONTAGEM DOS PÓRTICOS	189
APÊNDICE 8 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	238
APÊNDICE 9 –PLANTA DE GEOMETRIA	281

1 INTRODUÇÃO

A evolução tecnológica ocorrida nas últimas décadas levou a novas ideias no mundo da engenharia. Ferramentas computacionais de inovação para projetos, como o caso do BIM, somados à facilidade de comunicação e à facilidade de compartilhamento de dados tornam possíveis que diferentes equipes espalhadas pelo mundo possam trabalhar em conjunto em um único projeto. Entretanto, para que isso seja possível, é de suma importância que os envolvidos no projeto tenham conhecimento das diferentes abordagens utilizadas ao redor do mundo. Independente do país, o material construtivo mais utilizado é o concreto armado de forma que se torna imprescindível a existência de normatizações visando padronizar sua aplicação, papel esse cumprido pelas normas técnicas. As normas técnicas brasileiras que serão aqui citadas são padronizadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e objetivam reger os projetos de estruturas no Brasil. As normas europeias, por outro lado, fazem parte de um conjunto de códigos válidos para toda a União Europeia, cujo objetivo também é o de unificar e padronizar os projetos de estruturas na Europa. A diferenciação para cada país é feita, para a norma europeia, através de anexos nacionais, com critérios próprios adotados e utilizados naquele país. Baseado nisso, o presente trabalho visa comparar o procedimento para o dimensionamento de pilares pelas normas brasileiras e normas europeias, considerando a Itália como o país de referência, isto é, utilizando os anexos nacionais italianos. A comparação será feita através de um estudo de caso de um edifício residencial de porte médio com 10 pavimentos e 3 m de pé-direito, totalizando 30 metros de altura, que estaria supostamente localizado em Porto Alegre no sul do Brasil. Nesse estudo de caso será realizado todas as etapas necessárias para permitir a determinação das áreas de aço necessária para os pilares, cujos valores obtidos pelas diferentes normas serão comparados.

A justificativa pelo foco deste trabalho ser no comparativo de pilares está relacionado a dois fatores: o primeiro é a curiosidade por parte do autor nos diferentes procedimentos para dimensionamento deste elemento estrutural ao redor do mundo; o segundo é o fato de já existir um estudo comparativo do procedimento de dimensionamento de lajes e vigas entre essas mesmas normas, realizado por Parizotto¹ (2015).

¹ Parizotto, L. (2015). Dimensionamento de vigas e lajes em concreto armado segundo a ABNT NBR 6118:2014 e a NF EN 1992-1-1:2005: estudo comparativo. Trabalho de conclusão de curso pela Universidade Federal do Rio Grande do sul. Porto Alegre. Disponível em <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/138354>>

Quanto à composição do trabalho, ele é separado em duas partes, iniciando com uma revisão bibliográfica das normas que apresenta todos os itens relevantes para a execução deste estudo de caso, mostrando todas as equações necessárias, as particularidades e também os critérios adotados pelas normas no processo de dimensionamento dos pilares. A segunda parte, por sua vez, é formada pelos 8 apêndices e compreende a aplicação prática dessas normas para o edifício residencial considerado, com a descrição de todos os cálculos necessários para se chegar ao objetivo final que é o de dimensionar os pilares.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

2.1.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é o comparativo dos resultados das áreas de aço dos pilares dimensionados pelas normas brasileiras e pelas normas europeias.

2.1.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) descrição das formulações e critérios utilizados por cada norma nas considerações de cargas verticais, horizontais, estabilidade global e no dimensionamento em si dos pilares.
- b) apresentação das etapas existentes no dimensionamento de pilares de concreto armado sem a utilização de *softwares* integrados de modelagem e projeto estrutural.

2.2 LIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de pilares segundo as normas ABNT NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento e o *Eurocode* EN 1992-1-1/2004 – Dimensionamento de estruturas de concreto - Regras gerais e regras para edifícios, com utilização do anexo italiano e das seguintes normas complementares:

ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações

ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

EUROCODE 0 – EN 1990:2005 – Bases para o projeto de estruturas.

EUROCODE 1 – EN 1991:2002 – Ações em estruturas

EC1 – Parte 1-1: Ações gerais – Densidades, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.

EC1 – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento

Não se pretende esgotar o estudo das normas envolvidas, de forma que apenas as partes relevantes para os objetivos de estudo deste serão aqui descritas. São limitações do trabalho:

- a) o dimensionamento dos pilares foi realizado somente no estado limite último de resistência dos materiais;
- b) não foram feitas verificações ao estado limite de serviço;
- c) a resistência do concreto considerada para todos os elementos foi de 30 MPa;
- d) o aço adotado durante todo o trabalho será o CA-50;
- e) as fundações foram consideradas como rígidas, isto é, engastastes perfeitos;
- f) foram feitas apenas análises estáticas, os efeitos dinâmicos não foram considerados;
- g) apenas elementos com seções retangulares foram considerados;
- h) os elementos de vedação em alvenaria não foram considerados para efeito de acréscimo de rigidez global das estruturas;
- i) o edifício do estudo de caso é considerado localizado na cidade de Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil, em um terreno plano e, por isso, não foram considerados os efeitos da neve nem dos sismos;
- j) quanto à determinação dos esforços oriundos da ação do vento, os efeitos de vizinhança causados por estruturas vizinhas pouco espaçadas ou consideravelmente altas foram desprezados;
- k) apenas alguns dos pilares existentes no edifício considerado foram dimensionados;
- l) nem todas as combinações de ações possíveis foram consideradas;
- m) não serão analisados os critérios das normas quanto as disposições construtivas;

2.3 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica: feita através da leitura das normas e seleção das partes relevantes das mesmas para o trabalho;

b) levantamento das equações envolvidas em todas as etapas relacionadas à estimativa das cargas e ao dimensionamento dos pilares, analisando todas as normas envolvidas: para isso será realizado uma análise minuciosa de todas as normas, destacando os pontos que são importantes para o trabalho, incluindo formulações, recomendações e critérios;

c) pré-dimensionamento dos elementos estruturais do edifício considerado: determinar as dimensões iniciais para vigas, lajes e pilares baseado na planta de um pavimento tipo de um edifício residencial de 10 andares. O estudo de caso é feito a partir de uma planta arquitetônica real, que sofreu apenas pequenas alterações para simplificação;

d) análise global do edifício e determinação das cargas atuantes na estrutura para cada norma: o objetivo é determinar se a estrutura pode ser considerada de nós fixos, desprezando os efeitos de segunda ordem global, ou não e, posteriormente, determinar as cargas atuantes na estrutura para cada norma, incluindo as cargas verticais e horizontais e distribuí-las nos elementos estruturais;

e) definição das combinações de ações existentes para cada norma;

f) dimensionamento dos pilares para cada norma de forma a obter as áreas de aço necessárias para os mesmos;

g) análise dos resultados obtidos e considerações finais, destacando as diferenças e semelhanças e comparando os valores obtidos no dimensionamento dos pilares;

3 DEFINIÇÕES INICIAIS

3.1 SIMBOLOGIA E NOMENCLATURA

Considerando que o presente trabalho cita diversas vezes as normas brasileiras e europeias, adotaram-se algumas simbologias e abreviações para fins de compactação de texto. As normas brasileiras citadas são todas padronizadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), de forma que tal associação não será citada daqui adiante. Além disso, o termo “norma brasileira” também pode ser referida pela sua abreviação “NBR”.

As normas europeias fazem parte do conjunto dos *European Standards (EN)*, possuindo a nomenclatura geral de “*Eurocode*” seguidas do número da norma e, para fins deste trabalho, serão referidas pela sigla “EC”.

Dessa forma, a citação das normas brasileiras será padronizada pelo formato “NBR número da norma, item da norma em que se encontra o citado” e a citação das normas europeias pelo formato “EC número da norma - parte, item da norma em que se encontra o citado”. Como se pode perceber, o ano da norma não estará presente na citação, ficando definidas as versões listadas anteriormente.

Cabe ressaltar que as normas europeias utilizadas foram as da versão em inglês, de forma que seu conteúdo foi traduzido para este trabalho de forma livre. Nota-se também que a versão utilizada da NBR 6120 é a de 1980 e não a versão atualizada de 2019, visto que a nova versão ficou vigente da metade para o fim do período de estudo deste trabalho, razão pela qual se optou por utilizar a versão de 1980.

3.2 LOCALIZAÇÃO E DADOS BÁSICOS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

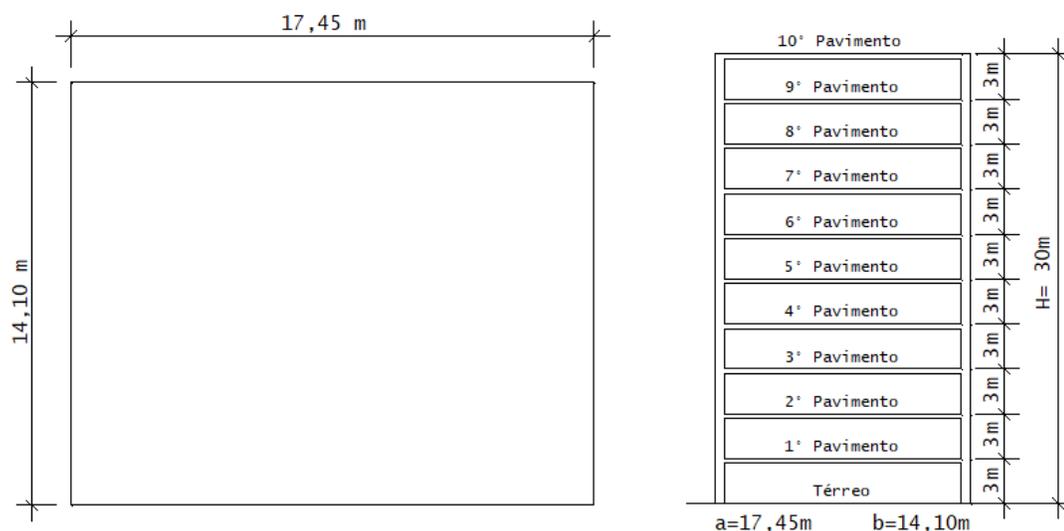
Para o estudo de caso deste trabalho, que se trata de um edifício residencial, será considerado que sua localização está na zona urbana da cidade de Porto Alegre/RS, em um terreno plano, se enquadrando na categoria V da NBR 6123 (que trata das forças devidas ao vento nas edificações) conforme será apresentado no item 5.1.1 Norma Brasileira – NBR 6123 e na categoria IV do EC1-1-4 (que trata das ações do vento) que será definida no item 5.1.2 Norma Europeia – EC1 – EN 1991-1-4.

3.3 PLANTAS ARQUITETÔNICA E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O presente trabalho será baseado em uma arquitetura real, porém adaptada pelo autor de forma a simplificá-la. Considerou-se que o pavimento tipo se repete em todos os pavimentos, incluindo a cobertura e com isso não foram considerados as cargas de reservatórios e casa de máquinas. A planta arquitetônica do pavimento tipo é mostrada na Figura 2, onde cada pavimento é composto por 2 apartamentos e área de circulação comum.

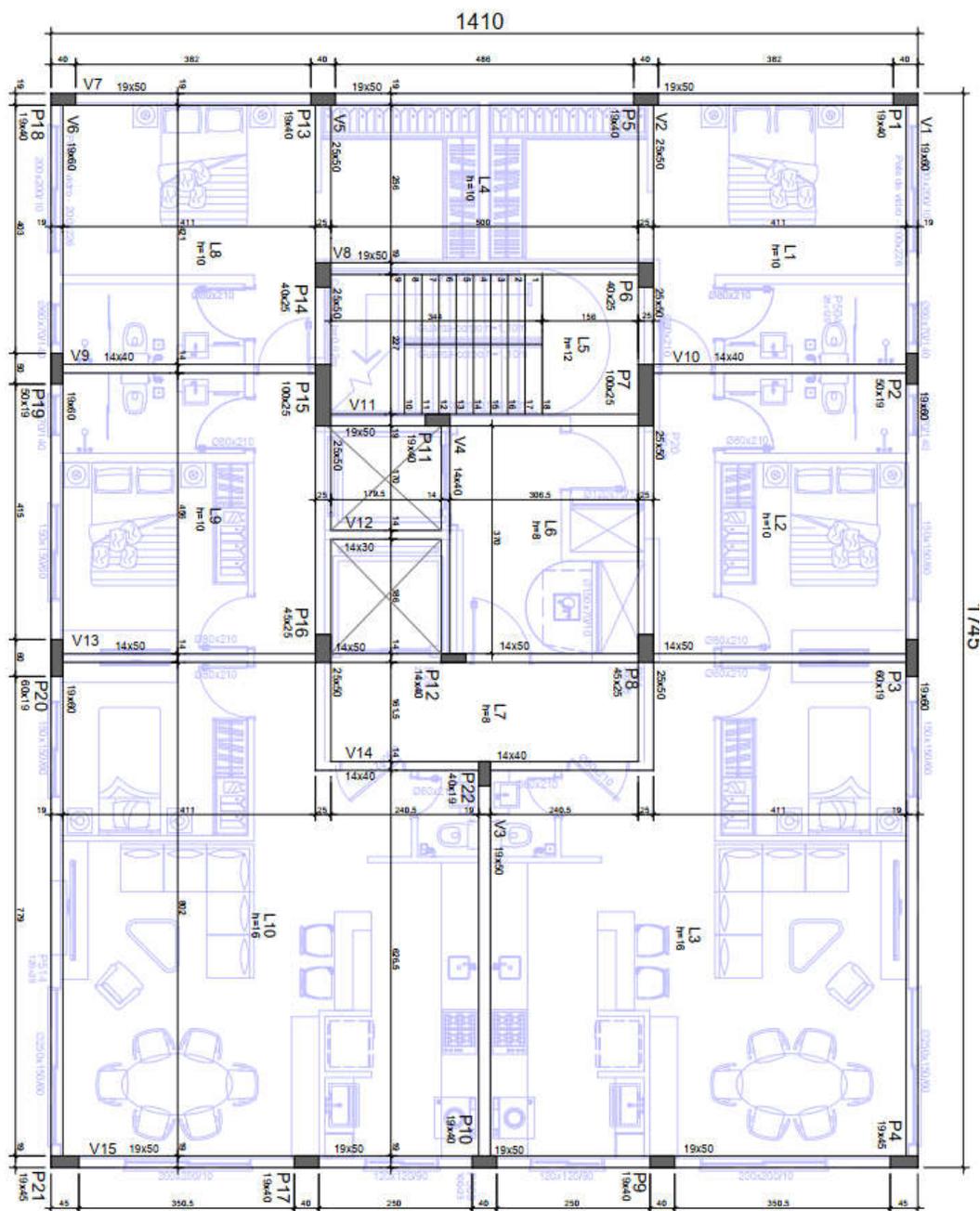
Quanto à superestrutura, ela será composta unicamente por pilares, vigas e lajes convencionais (excluindo estruturas com pilares-parede, vigas-parede, entre outras), com o posicionamento e dimensões dos elementos estruturais após o pré-dimensionamento dos mesmos, apresentado no apêndice 1, mostrado na Figura 3. Já a planta estrutural final, obtida após todo o processo de dimensionamento pode ser vista na Figura A 41 do apêndice 9. Ainda, definiu-se que o edifício em questão é composto por 10 pavimentos, com pé-direito de 3 m cada (piso à piso), totalizando 30 m de altura, de forma que as dimensões básicas são mostradas na Figura 1.

Figura 1 – Dimensões do edifício em estudo



Fonte: O autor

Figura 3 – Geometria dos pavimentos



Fonte: O autor

Cabe ressaltar que no presente trabalho a escada foi considerada apenas para obtenção de cargas nos seus apoios, não sendo plenamente dimensionada.

3.4 MATERIAIS UTILIZADOS

No presente trabalho, o concreto adotado tem resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, com coeficiente de poisson $\nu=0,2$ e o aço será do tipo CA-50, tendo dessa forma uma resistência característica à tração (f_{yk}) de 500 MPa.

Quanto ao módulo de deformação secante, a norma brasileira (NBR 6118, 8.2.8) define que, para f_{ck} de 20MPa a 50 MPa, o E_{cs} pode ser obtido pela equação (1). E_{ci} e f_{ck} são dados em MPa.

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (1)$$

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$(3)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \leq 1,0$$

Onde $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásico, $=1,0$ para granito e gnaisse, $=0,9$ para calcário e $=0,7$ para arenito e E_{ci} é o módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial.

Já para a norma europeia (EC2, 3.1.3), o módulo de deformação secante, em GPa, é dado pela equação (4), com f_{ck} em MPa.

$$E_{cm} = 22 \left[\left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \right] = 22 \left[\left(\frac{f_{ck}+8}{10} \right)^{0,3} \right] \quad (4)$$

Quanto ao módulo de elasticidade do aço, enquanto a norma brasileira recomenda o valor de $E_s=210$ GPa, a norma europeia define que pode ser usado o valor de $E_s=200$ GPa.

Os valores utilizados no presente trabalho estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades consideradas para os materiais

Propriedade	Símbolo	Valor
Resistência característica à compressão do concreto	f_{ck}	30 MPa
Módulo de deformação secante do concreto (NBR 6118/2014)	E_{cs}	27500 MPa
Módulo de deformação secante do concreto (EC2)	E_{cm}	33000 MPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,2
Resistência característica à tração do aço	f_{yk}	500 MPa
Módulo de elasticidade do aço	E_s	210000 MPa

Fonte: O Autor

Cabe ressaltar que os coeficientes de redução de resistência para o concreto são diferentes, sendo de $\gamma_c=1,4$ para a norma brasileira e $\gamma_c=1,5$ para a norma europeia, porém o coeficiente do aço é o mesmo, sendo de $\gamma_s=1,15$ para ambas as normas (EC2-1-1, 2.4.2.4), (NBR 6118, 12.4.1).

Além disso, as equações da norma europeia utilizam o valor de E_{cd} ao invés de E_{cm} , sendo que $E_{cd} = E_{cm}/1,2$, de forma que os valores de E_{cd} (norma europeia) e de E_{cs} (norma brasileira) acabam sendo iguais.

4 CARGAS VERTICAIS PARA EDÍFÍCIOS RESIDENCIAIS

Neste capítulo serão abordadas as definições de cada uma das normas para as cargas verticais a serem usadas em edifícios residenciais. A aplicação prática das normas encontra-se no Apêndice 2.

4.1 NORMA BRASILEIRA – NBR 6120

A norma (NBR 6120, 2) diferencia os tipos de carga para dimensionamento de estruturas em cargas permanentes (g) e cargas acidentais (q). A primeira é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, enquanto a segunda é a carga que pode atuar sobre a estrutura em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos).

A norma apresenta 4 tabelas que indicam os valores de carga para cada caso: a tabela 1 da norma apresenta pesos específicos de diversos materiais de construção; a tabela 2 da norma apresenta valores mínimos das cargas verticais a serem utilizados; a tabela 3 da norma contém características dos materiais de armazenagem; e a tabela 4 da norma apresenta a redução das cargas acidentais. Abaixo são mostradas as partes que serão utilizadas das tabelas 1 e 2 da norma.

Figura 4 – Peso específico de alguns materiais de construção segundo a norma brasileira

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: Adaptado de NBR 6120

Figura 5 –Valores mínimos das cargas verticais segundo a norma brasileira

		Unid.: kN/m ²
Local		Carga
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público	2,5

Fonte: Adaptado de NBR 6120

Cabe salientar ainda que a NBR 6120 (2.2.1.8) cita que no cálculo dos pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinados a depósitos, as cargas acidentais verticais podem ser reduzidas de acordo com os valores indicados na Tabela 2. Porém, essa redução não será feita no presente trabalho.

Tabela 2 – Redução das cargas acidentais em pilares e fundação pela norma brasileira

Nº de pisos que atuam sobre o elemento (contando o forro)	Redução das cargas acidentais (%)
1,2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Adaptado da NBR6120

De posse das tabelas e tendo o conhecimento dos materiais que serão utilizados e dos usos previstos para a edificação, define-se as cargas verticais para o dimensionamento da estrutura.

4.2 NORMA EUROPEIA – EN 1991-1-1

4.2.1 Definições da Norma

A norma (EC1-1-1, 1.1) define seu escopo como sendo o de fornecer uma orientação de projeto e ações para o projeto estrutural de edifícios e trabalhos de engenharia civil incluindo alguns aspectos geotécnicos relacionados às densidades de materiais de construção e materiais armazenados, o peso próprio de construções e as cargas acidentais² para edifícios.

Quanto à distinção entre cargas permanentes e impostas, a norma traz definições de acordo com situações de projeto. Para Cargas Permanentes (EC1-1-1, 3.2) cita que o peso próprio total de membros estruturais e não estruturais devem ser levados em conta em combinações de ações como uma ação simples.

Inclui também definições quanto à representação de ações, (EC1-1-1, 5.1) definindo que o peso próprio de construções deve, na maioria dos casos, ser representado por um único valor característico e ser calculado baseando-se em dimensões nominais e valores característicos das densidades. Cita ainda que o peso próprio inclui elementos estruturais e não estruturais incluindo serviços fixos assim como o peso de terra e lastro, fazendo uma definição de elementos não estruturais (coberturas, revestimentos, corrimãos, parapeitos e etc.) e elementos fixos (equipamentos para elevadores, equipamentos elétricos, tubulação, equipamentos de aquecimento, ventilação e de ar condicionado, dentre outros).

Para cargas acidentais em edifícios (EC1-1-1, 3.3.1) cita que para áreas submetidas a diferentes categorias de carregamento, o projeto deve considerar o caso mais crítico de carregamento e que em situações de projeto quando cargas acidentais atuam simultaneamente com outra ação variável (por exemplo, ações induzidas pelo vento, neve, guindastes, máquinas), a carga acidental total considerada no caso desse carregamento deve ser considerada como uma ação única.

Posteriormente, (EC1-1-1, 6.1) define que as cargas acidentais são as que surgem da ocupação, incluindo: uso normal pelas pessoas, mobília e objetos móveis, veículos, antecipação de eventos raros (como concentração de pessoas ou mobília, movimento ou empilhamento de objetos que pode ocorrer durante reorganização ou redecoração).

² A norma europeia traz o termo, mediante tradução livre, de cargas impostas, porém, por padronização de nomenclatura com a norma brasileira, as cargas impostas serão chamadas de cargas acidentais.

A norma cita ainda que as cargas acidentais são modeladas por cargas uniformemente distribuídas, cargas lineares ou cargas concentradas, ou ainda combinações desses carregamentos (EC1-1-1, 6.1). A norma traz considerações relevantes sobre o arranjo das cargas (EC1-1-1, 6.2). Para pisos, vigas e coberturas define que:

Para o projeto da estrutura do piso em um pavimento ou telhado, a carga acidental deve ser considerada como uma ação livre aplicada na parte mais desfavorável da área de influência dos efeitos da ação consideradas. Onde as cargas nos outros pavimentos são relevantes, elas podem ser assumidas como sendo distribuídas uniformemente (ações fixas).

Para assegurar uma resistência local mínima da estrutura do piso, uma verificação separada deve ser feita com uma carga concentrada que, salvo indicação contrária, não deve ser combinada com as cargas distribuídas uniformemente ou outras ações. Carga acidental de uma simples categoria pode ser reduzida de acordo com as áreas suportadas pelo membro apropriado, por um fator de redução α_A , definido no item 4.2.2.2 deste trabalho.

Em relação à pilares e paredes, a norma define que a carga acidental deve ser colocada em todos os locais desfavoráveis e que quando cargas acidentais verticais de vários pavimentos atuam em pilares e paredes elas podem ser reduzidas por um fator α_N apresentado no item 4.2.2.2 deste trabalho.

4.2.2 Valores característicos de cargas acidentais para áreas residenciais e comerciais

4.2.2.1 Categorias de uso

A Tabela 3 apresenta as definições da norma europeia, já com a consideração de definições próprias do anexo italiano, para as categorias de uso das edificações.

Tabela 3 – Categorias de uso de edificações de acordo com a norma europeia

Categoria	Uso específico	Exemplo
A	Área para atividades domésticas e residenciais	Espaços em edifícios residenciais e casas; quartos e enfermarias em hospitais, quartos em hotéis e cozinhas e banheiros de hostel.
B	Áreas de escritórios.	B1: escritório privado B2: escritório aberto ao público
C	Áreas onde pessoas podem se reunir (com exceção de áreas definidas nas categorias A,B e D)	C1: áreas com mesas, etc. Ex: áreas em escolas, cafés, restaurantes, salas de jantar, áreas de leitura, recepções. C2: áreas com assentos fixos. Ex: áreas em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferência, salas de aula, salas de espera. C3: áreas sem obstáculos para mobilidade de pessoas. Ex: áreas em museus, salas de exibição, etc, e áreas de acesso público em prédios de administração, hotéis, hospitais. C4: áreas com possíveis atividades físicas. Ex: salões de dança, salas de ginástica, palcos. C5: áreas susceptíveis a grandes multidões. Ex: em edifícios para eventos públicos como salas de concerto, salões de esportes, incluindo arquibancadas, terraços e áreas de acesso e plataformas ferroviárias.
D	Áreas comerciais	D1: áreas em lojas de varejo. D2: áreas em lojas de departamento.

Fonte: O Autor, adaptado do EC1-1-1

4.2.2.2 Valores das ações

De forma geral, a norma (EC1-1-1, 6.3.1.2) define que as áreas carregadas devem ser projetadas usando valores característicos q_k (carga distribuída uniformemente) e Q_k (carga concentradas) que são mostrados na Tabela 4 abaixo. Os valores apresentados estão em concordância com o anexo italiano para o dimensionamento de estruturas.

Tabela 4 – Cargas acidentais de acordo com a norma europeia e anexo italiano

Categoria das áreas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria A		
- Pisos, escadas e sacadas	2.0	2.0
Categoria B	2.0	2.0
- B1	3.0	2.0
- B2		
Categoria C	3.0	2.0
- C1	4.0	4.0
- C2	5.0	5.0
- C3, C4, C5		
Categoria D	4.0	4.0
- D1	5.0	5.0
- D2		

Fonte: O autor

Quanto aos fatores de redução α_A e α_n citados anteriormente, o EC1 define que:

a) Um fator de redução α_A pode ser aplicado aos valores q_k para cargas acidentais para pisos e para coberturas acessíveis, categoria I. O valor recomendado para o fator de redução α_A para as categorias A à D é determinado pela equação (5). Porém, no presente trabalho, essa redução não será feita.

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (5)$$

- Com restrições para categorias C e D: $\alpha_A \geq 0,6$

- Onde: Ψ_0 para edifícios residenciais é igual a 0.7, $A_0 = 10\text{m}^2$ e A é a área carregada

b) Sendo a área classificada nas categorias A à D, para pilares e paredes a carga acidental total de diversos pavimentos pode ser multiplicada pelo fator de redução α_n , cujo valor recomendado é dado pela equação (6):

$$\alpha_N = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad (6)$$

Onde n é o número de pavimentos (>2) acima dos elementos estruturais carregados de mesma categoria.

4.2.3 Tabelas para densidade nominal de materiais de construção

A norma (EC1-1-1, Anexo A) apresenta 12 tabelas de pesos específicos de diversos materiais e produtos. Destas, destacam-se as tabelas A.1 da norma, que define valores de peso específico para materiais de construção (concreto e argamassa) e a tabela A-2 que define valores para alvenarias. Elas estão resumidas na Tabela 5 abaixo.

Tabela 5 – Densidade dos materiais de construção concreto, argamassa e argila de acordo com à norma europeia

Materiais	Peso Específico γ [kN/m³]
Concreto (EN 206)	Acrescentar 1 kN/m ³ quando se tratar de concreto armado.
Peso Leve	9,0 a 20,0 (dependendo da classe de densidade)
Peso normal	24,0
Peso elevado	>26,0
Argamassa	
Argamassa de cimento	19,0 a 23,0
Argamassa de gesso	12,0 a 18,0
Argamassa de cimento e cal	18,0 a 20,0
Argamassa de cal	12,0 a 18,0
Unidades de Alvenaria (EN 771)	
Alvenaria de cerâmica	>10

Fonte: O autor

Nota: A EN 206 é a norma europeia que trata do concreto (especificação, performance, produção e conformidade), enquanto a EN 771 é a norma europeia que trata da especificação para unidades de alvenaria.

5 CARGAS HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS

O objetivo deste capítulo é obter as cargas horizontais atuantes na estrutura. Elas são compostas por duas parcelas: o vento e o desaprumo dos pilares. A seguir estão indicados os métodos de cálculo para as forças horizontais para cada uma das normas. A aplicação prática para o caso estudado encontra-se no Apêndice 2.

5.1 CARGAS HORIZONTAIS GERADAS PELO VENTO

5.1.1 Norma Brasileira – NBR 6123

5.1.1.1 Definições

Conforme especificado na norma brasileira (NBR 6123, 4), as forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para elementos de vedação e suas fixações, partes da estrutura (telhado, parede e etc.) e a estrutura como um todo.

No presente trabalho, o objetivo é obter as forças horizontais atuantes na estrutura do edifício para posterior dimensionamento dos seus elementos estruturais.

5.1.1.2 Velocidade Característica e Pressão Dinâmica do Vento

A pressão dinâmica causada pelo vento em uma edificação, em N/m^2 , é dada por:

$$q = 0.613 \cdot V_K^2 \quad (7)$$

Sendo que a velocidade característica do vento, V_K , em m/s, é obtida por:

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (8)$$

Onde:

a) Velocidade básica do Vento (V_0): é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. É obtida através do mapa de isopletas (Figura 6) considerando o local onde a estrutura será construída.

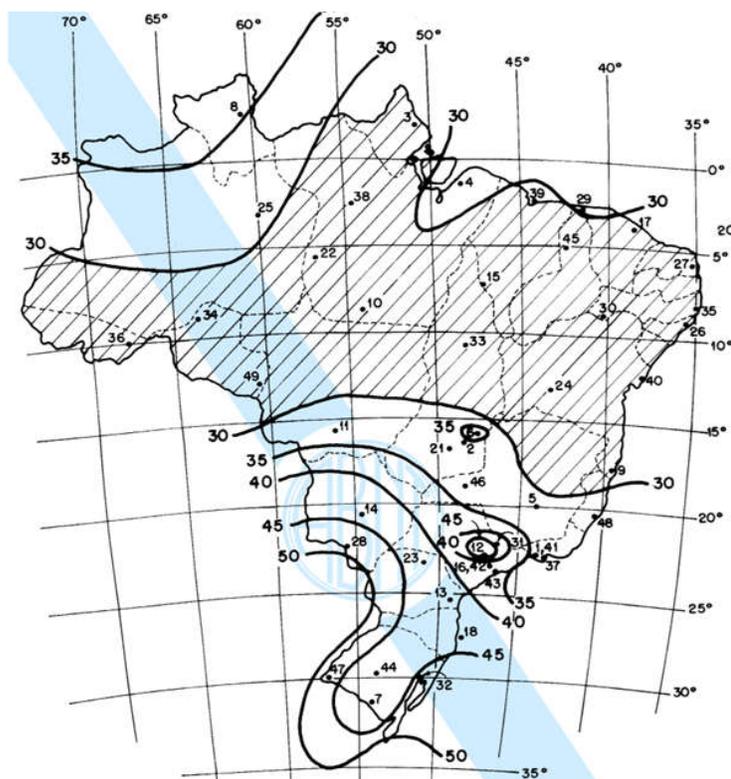
b) Fator topográfico (S_1): leva em consideração as variações do relevo do terreno e o seu valor é $S_1=1,0$ para terrenos planos ou pouco acidentado, $S_1=0,9$ para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção e, para o caso de taludes e morros deve ser calculado conforme equações apresentadas na NBR 6123 (5.2).

c) Fator S_2 : considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. O fator S_2 pode ser obtido através da equação (9)

$$S_2(z) = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (9)$$

Sendo que o fator de rajada F_r é sempre correspondente a categoria II (para uma rajada de 3 segundos, categoria II, $F_r=1$ para classe A, 0,98 para classe B e 0,95 para classe C). Os parâmetros para utilização da equação (9) são obtidos pela Figura 7. A equação (9) é aplicável até a altura z_g (a partir da qual a altura da camada limite pode ser considerada constante)

Figura 6 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) pela norma brasileira



Fonte: NBR 6123

Figura 7 – Parâmetros meteorológicos para cálculo do fator S_2

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	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

Faz-se uma divisão em categoria e classe para a edificação em estudo. A categoria do terreno é dependente da sua rugosidade, podendo ser classificada em:

i) Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação.

ii) Categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0m.

iii) Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0m.

iv) Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas

árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

v) Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Para a categoria V, o valor de S_2 é constante até 10m de altura, considerando a deflexão do vento para baixo na fachada de barlavento e laterais, aumentando a pressão dinâmica na parte inferior da edificação. Já a classe da edificação é dependente das dimensões da edificação, podendo ser classificada em:

i) Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

ii) Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

iii) Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

iv) Fator Estatístico S_3 : considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O valor mínimo para S_3 é obtido através da Figura 8.

Figura 8 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 pela norma brasileira

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 comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123

5.1.1.3 Coeficientes

A NBR 6123 define 3 diferentes coeficientes: coeficientes de pressão, de forma e de força. A seguir serão descritos os coeficientes de força, que serão utilizados neste trabalho para obtenção das forças atuantes na estrutura.

- Coeficientes de força: A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a , é obtida por:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (10)$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto e A_e é a área frontal efetiva (“área de sombra”), isto é, área de projeção da edificação no plano ortogonal à direção do vento.

5.1.1.4 Coeficiente de Arrasto (C_a)

Para a determinação do coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, a norma apresenta o gráfico mostrado na Figura 9 ou, para o caso excepcional de vento de alta turbulência (satisfeitas as exigências descritas no item 5.1.1.5. o gráfico mostrado na Figura 10, onde “a” é a maior dimensão em planta do edifício e “b” a menor.

Figura 9 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

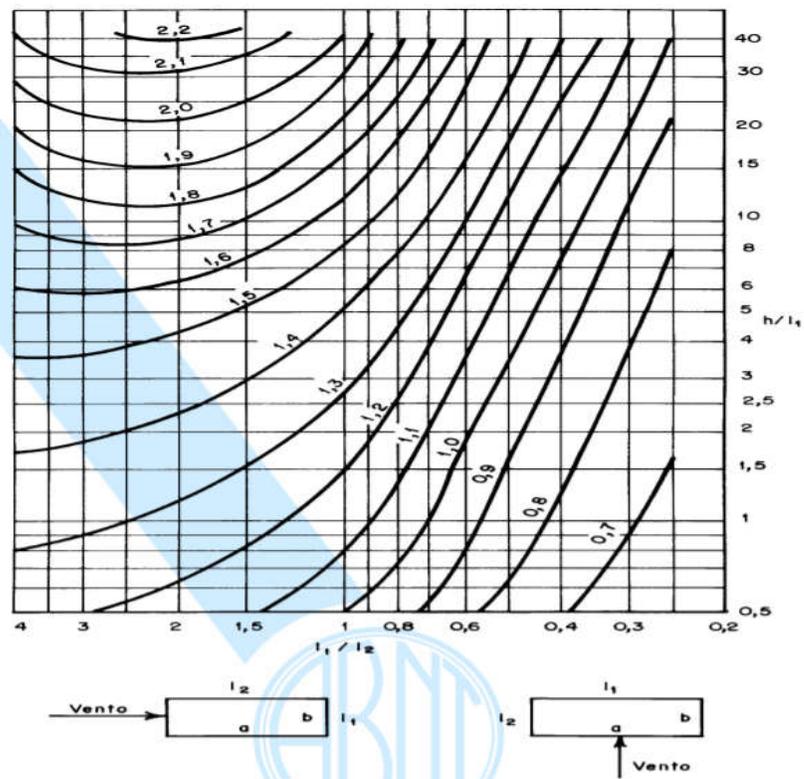
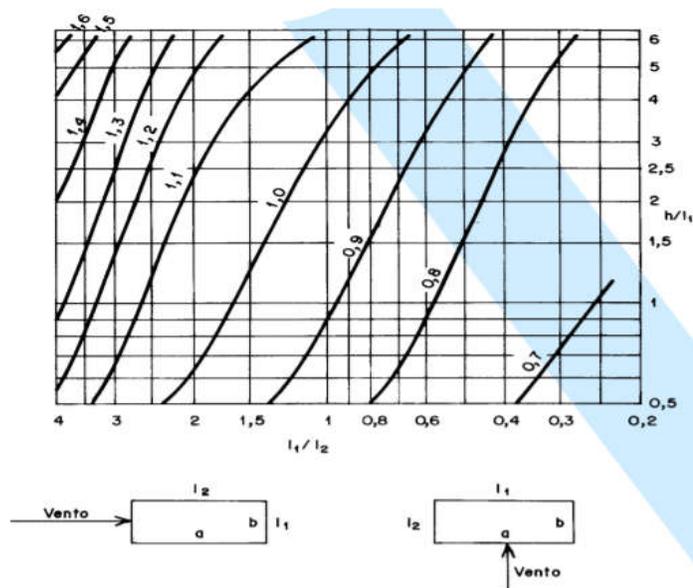


Figura 10 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



5.1.1.5 Edificações em ventos de alta turbulência

A norma (NBR 6123, 6.5.3) define que uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

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

5.1.1.6 Excentricidades da força de arrasto

A NBR 6123 (6.6) afirma que devem ser considerados, quando for o caso, os efeitos de excentricidade da força de arrasto, estabelecendo que para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve levar em conta forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas e as excentricidades causadas pelo vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança.

Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico:

- i) Edificações sem efeitos de vizinhança: $e_a=0,075.a$ $e_b=0,075.b$
- ii) Edificações com efeitos de vizinhança: $e_a=0,15.a$ $e_b=0,15.b$

Sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

5.1.1.7 Procedimento adotado

O objetivo é obter a força horizontal atuante devida ao vento para cada pavimento. Para isso, inicialmente é necessário classificar a edificação, com base nas informações disponíveis, de forma a obter os valores de V_0 , S_1 e S_3 . O valor de S_2 é dependente da altura considerada, sendo determinado para cada pavimento. Com isso, é possível calcular a velocidade característica do vento, V_k , e, assim, a pressão dinâmica, q , para cada pavimento.

Em seguida, com as dimensões da edificação obtém-se o valor do coeficiente de arrasto, C_a , para a edificação. Por último, é preciso definir a área de influência de cada pavimento. De posse de todos esses valores, com o uso da equação (10), obtém-se as forças horizontais em cada pavimento devido a ação do vento.

5.1.2 Norma Europeia – EC1 – EN 1991-1-4

5.1.2.1 Definições

O EC1-1-4 define que as ações do vento devem ser classificadas como ações variáveis fixas e que as ações do vento calculadas são valores característicos, determinados pelos valores básicos de velocidade do vento ou pressão do vento, tendo um período médio de retorno de 50 anos.

Novamente, o objetivo é obter as forças horizontais atuantes devido à ação do vento. A norma apresenta duas opções para o cálculo destas forças: uma utilizando coeficientes de força e outra utilizando pressões. No presente trabalho, será aplicado o método utilizando coeficientes de força.

A norma (EC1-1-4, 5.3) estabelece que a força devida ao vento F_w atuando em uma estrutura ou em um componente estrutural pode ser determinada diretamente pela expressão:

$$F = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (11)$$

Ou pela soma vetorial sobre os elementos estruturais individualmente usando a expressão:

$$F = c_s c_d \times \sum_{\text{elementos}} c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (12)$$

Onde:

$c_s c_d$ é o fator estrutural, definido em 5.1.2.8;

c_f é o coeficiente de força para a estrutura ou elemento estrutural, definido 5.1.2.9;

$q_p(z_e)$ é a pressão dinâmica de pico, definido em 5.1.2.6 Pressão dinâmica de pico, q_p : na altura de referência z_e ;

A_{ref} é a área de referência da estrutura ou do elemento estrutural;

5.1.2.2 Base para cálculo da velocidade do vento e pressão do vento

A norma define que a velocidade do vento e a pressão dinâmica são compostas por uma componente média e uma componente flutuante. A velocidade média do vento v_m deve ser determinada a partir da velocidade básica do vento $v_{b,0}$, que depende do clima de vento, como descrito em 5.1.2.3 da variação de altura do vento determinada a partir da rugosidade e orografia do terreno, como descrito em 5.1.2.4. A pressão dinâmica de pico é determinada em 5.1.2.6. A componente flutuante do vento é representada pela intensidade da turbulência, definida em 5.1.2.5.

5.1.2.3 Valores básicos da velocidade e pressão do vento

A norma europeia define que o valor fundamental da velocidade básica do vento, $v_{b,0}$, é a velocidade média do vento característico de 10 minutos, independente da direção do vento e da época do ano, 10 m acima do nível do solo, em campo aberto, com pouca vegetação, como grama e obstáculos isolados com separações de pelo menos 20 alturas de obstáculos³. Cita ainda que este terreno corresponde ao terreno categoria II na Tabela 6 e que também existe a possibilidade de $v_{b,0}$ ser dado no anexo nacional (o que não é o caso do anexo italiano).

Assim, conforme a norma europeia, a velocidade básica do vento deve ser calculada por:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (13)$$

Onde:

- v_b é a velocidade básica do vento, definida em função da direção do vento e da época do ano, 10m acima do nível do solo de categoria II.

- $v_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade básica do vento dadas nos anexos nacionais em forma de tabela.

- c_{dir} é o fator direcional. O valor recomendado é 1,0 e é adotado pelo anexo italiano.

³ Existe uma diferença no conceito de velocidade básica do vento entre as duas normas abordadas nesse trabalho. Enquanto a norma brasileira a define como a velocidade de uma rajada de vento de 3 segundos, o Eurocode a define como a velocidade média do vento característico de 10 minutos. Essa diferença no conceito será tratada na aplicação prática das normas, através da utilização da tabela 22 da NBR 6123 (Anexo A), que apresenta, para cada categoria de terreno, os valores normalizados da velocidade média do vento para diferentes intervalos de tempo (na qual será usada a coluna para 600 segundos, que equivale aos 10 minutos).

- c_{season} : é o fator dependente da estação do ano. O valor recomendado é 1,0 e é adotado pelo anexo italiano.

5.1.2.4 Vento médio

5.1.2.4.1 Variação com a altura

A velocidade média do vento $v_m(z)$ em uma altura z acima do terreno depende da rugosidade e orografia⁴ do terreno e da velocidade básica do vento, v_b , e deve ser determinado usando a equação (14):

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (14)$$

Onde $c_r(z)$ é o fator de rugosidade, dado em 5.1.2.4.2 e $c_o(z)$ é o fator de orografia, cujo valor segundo a norma é 1,0, exceto quando especificado o contrário.

5.1.2.4.2 Rugosidade do terreno

O fator de rugosidade, $c_r(z)$, considera a variabilidade da velocidade média do vento no local da estrutura devido à altura acima do nível do solo e à rugosidade do terreno na direção do vento considerada.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) & \text{para } z \leq z_{min} \end{aligned} \quad (15)$$

Onde: z_0 é o comprimento de rugosidade, k_r é o coeficiente de rugosidade, z_{min} é a altura mínima e $z_{máx}$ é a altura máxima, que deve ser tomada como 200m.

Os valores de k_r , z_0 e z_{min} são dados na Tabela 6 abaixo, retirada do anexo nacional italiano, dependendo de cinco categorias de terreno representativas.

⁴ Orografia é o estudo descritivo do relevo.

Tabela 6 – Valores para cálculo da rugosidade do terreno segundo a norma europeia

Categoria do terreno	k_r	z₀ (m)	z_{min} (m)
0 área marinha ou costeira exposta ao mar aberto	0,17	0,01	2
I lagos ou área plana e horizontal com vegetação insignificante e sem obstáculos	0,19	0,05	4
II área com pouca vegetação, como grama e obstáculos isolados (árvores, prédios) com separações de pelo menos 20 alturas de obstáculos.	0,20	0,10	5
III área com cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separações de no máximo 20 alturas de obstáculos (como vilarejos, terrenos suburbanos, floresta permanente)	0,22	0,30	8
IV área na qual pelo menos 15% da superfície é coberta com edifícios e suas alturas médias excedem 15m	0,23	0,70	12

Fonte: O autor

5.1.2.4.3 Orografia do terreno

Onde a orografia (ex: colinas, falésias, etc) aumenta a velocidade do vento em mais de 5%, os efeitos devem ser considerados usando o fator de orografia c_0 . Para terrenos plano, o fator de orografia é $c_0=1$. O coeficiente c_0 é semelhante ao fator topográfico S_1 da NBR 6123 e o seu procedimento de cálculo para terrenos que não sejam planos não será aqui detalhado.

5.1.2.4.4 Excentricidades de aplicação das cargas de vento

Diferentemente da norma brasileira de vento, a norma europeia não trata de excentricidades mínimas para edificações.

5.1.2.5 Turbulência do vento

A intensidade da turbulência $I_v(z)$ na altura z é definida como o desvio padrão da turbulência dividida pela velocidade média do vento. O componente turbulento da velocidade do vento tem um valor médio de 0 e um desvio padrão σ_v . O desvio padrão da turbulência σ_v pode ser determinado usando a equação (16):

$$\sigma_v = K_r \times v_b \times k_I \quad (16)$$

O fator do terreno k_r é obtido pela Tabela 6, velocidade básica do vento v_b pela equação (13) e k_I é o fator de turbulência que, para o anexo italiano, é igual a 1,0. Para determinar o valor da turbulência $I_v(z)$, a norma fornece a expressão (17):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (17)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

5.1.2.6 Pressão dinâmica de pico, q_p :

A pressão dinâmica de pico $q_p(z)$ na altura z inclui velocidade média e flutuações de curto prazo, e pode ser determinada pela equação (18):

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (18)$$

Onde ρ_{ar} é a densidade do ar, que depende da altitude, temperatura e pressão barométrica a ser esperada na região durante ventos de tempestades. Conforme o anexo italiano, o valor adotado deve ser de $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$.

5.1.2.7 Perfis de Velocidade e alturas de referência

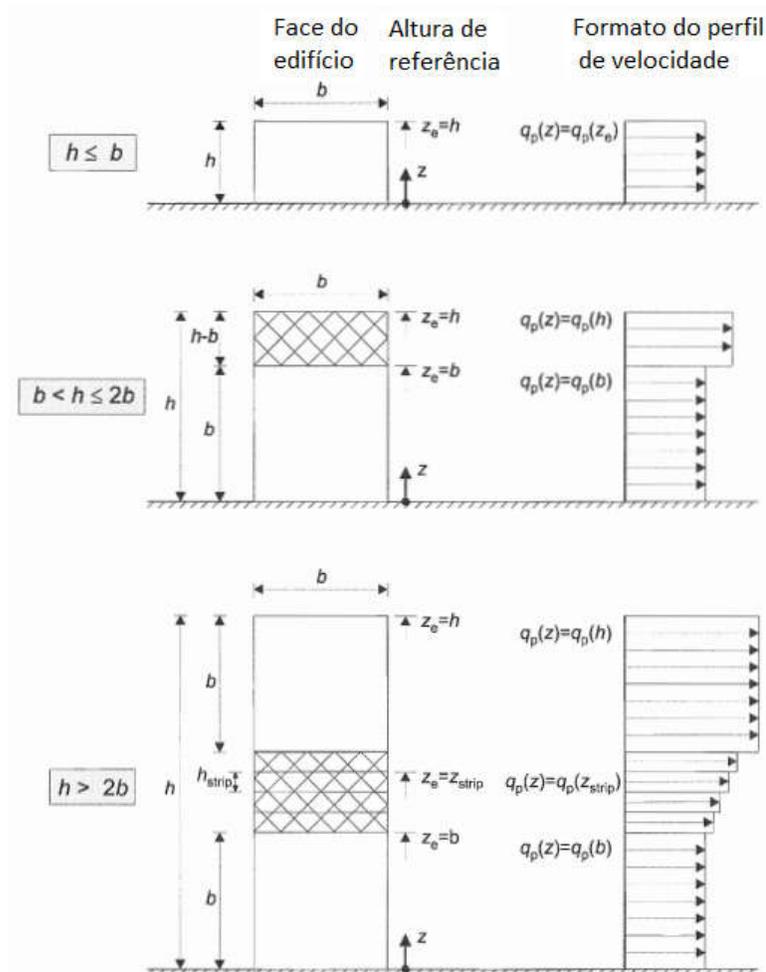
A Figura 11 mostra como os perfis de velocidade são definidos de acordo com as dimensões do edifício na face de barlavento conforme a norma europeia.

Quando $h \leq b$, o edifício deve ser considerado com um perfil uniforme de velocidades.

Quando $b \leq h \leq 2b$, o edifício deve ser dividido em 2 partes, tendo assim 2 perfis uniformes ao longo de sua altura.

Quando $h > 2b$, o edifício deve ser dividido em 3 partes, tendo 2 perfis uniformes (um na parte inferior e um na parte superior), com uma parte central dividida em faixas horizontais de altura h_{strip} , formando um perfil aproximadamente linear.

Figura 11 – Perfis de velocidades do vento para edifícios conforme a norma europeia



Fonte: EC1-1-4

5.1.2.8 Fator Estrutural c_{s,c_d}

O fator estrutural c_{s,c_d} é aquele que considera o efeito das ações do vento a partir da ocorrência não-simultânea das pressões dinâmicas de pico na superfície (c_s) junto com os efeitos da vibração da estrutura devido à turbulência (c_d). A norma permite (EC1-1-4, 6.2) que, para edifícios com paredes estruturais que sejam menores que 100m de altura e cuja altura é menor que 4 vezes a profundidade de ação do vento, o valor de c_{s,c_d} pode ser considerado 1,0.

Para edifícios, o fator estrutural pode ser obtido pela equação (19) (EC1-1-4, 6.3.1):

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (19)$$

É importante ressaltar que a avaliação dos componentes B^2 , R^2 e k_p pode ser feita com dois procedimentos diferentes sugeridos nos anexos B e C da norma. No presente trabalho, apenas o indicado no anexo B será reportado, já que será o método utilizado na aplicação.

Onde:

z_s é a altura de referência para determinar o fator estrutural, indicado na Figura 12.

I_v é a intensidade de turbulência, definido em 5.1.2.5.

i) B^2 é o fator de fundo, que controla o fator relacionado com a dimensão c_s , e é dado pela equação (20):

$$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (20)$$

Sendo b e h largura e altura, respectivamente, da estrutura (ver Figura 12) e L_t o comprimento de turbulência na altura de cálculo z_s , dado pela equação (21):

$$L_t(z_s) = 300 \times \left(\frac{z_s}{200} \right)^{0,67+0,05 \cdot \ln(z_0)} \quad (21)$$

ii) R^2 é o fator de resposta de ressonância, que controla o fator de resposta dinâmica c_d e é dado pela equação (22):

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) \quad (22)$$

Sendo que:

- δ representa o decremento logarítmico do amortecimento global da estrutura, é a soma de três parcelas:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$$

- δ_s é o decréscimo logarítmico do amortecimento estrutural que para edifícios de concreto armados é $\delta_s=0,10$.

- δ_d é decréscimo logarítmico do amortecimento devido a dispositivos especiais (amortecedores e etc); caso não contenha, $\delta_d = 0$.

- δ_a é o decréscimo logarítmico do amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental, dado pela equação (23):

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho_{ar} \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot \mu_e} \quad (23)$$

Onde:

μ_e é a massa equivalente por unidade de altura, dada em kg/m, que pode ser calculado pela equação (24), sendo m_{modal} uma estimativa da massa por unidade de área da estrutura, dada em kg/m², A_{pavto} é a área de cada pavimento e n_{pavtos} é o número de pavimentos do edifício.

$$\mu_e = \frac{A_{\text{pavto}} \cdot m_{\text{modal}} \cdot n_{\text{pavtos}}}{h} \quad (24)$$

c_f é o coeficiente de força na direção do vento, dado no item 5.1.2.9.

$n_{1,x}$ é a frequência natural da estrutura. O *Eurocode* fornece apenas uma expressão válida para edifícios com altura total $H \geq 50\text{m}$, equação (25). Dessa forma, para o cálculo de $n_{1,x}$ será utilizado a tabela 19 da NBR 6123 que permite calcular essa frequência para edifícios aporticados sem cortinas, utilizando a equação (26)

$$n_{1,x} = \frac{46}{H} \quad (25)$$

$$n_{1,x} = n_1 = \frac{1}{0,05H + 0,015H} \quad (26)$$

- $S_L(z_s, n_{1,x})$ é a densidade espectral normalizada do vento, dada pela equação (27)

$$S_L = \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, n_{1,x})}{[1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, n_{1,x})]^{\frac{5}{3}}} \text{ com } f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (27)$$

- R_h e R_b são funções de admitância aerodinâmica (coeficientes de arrasto) vertical e horizontal, respectivamente, dados pelas equações (28) e (29).

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \text{ com } \eta_h = \frac{4,6 h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (28)$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \text{ com } \eta_b = \frac{4,6 b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (29)$$

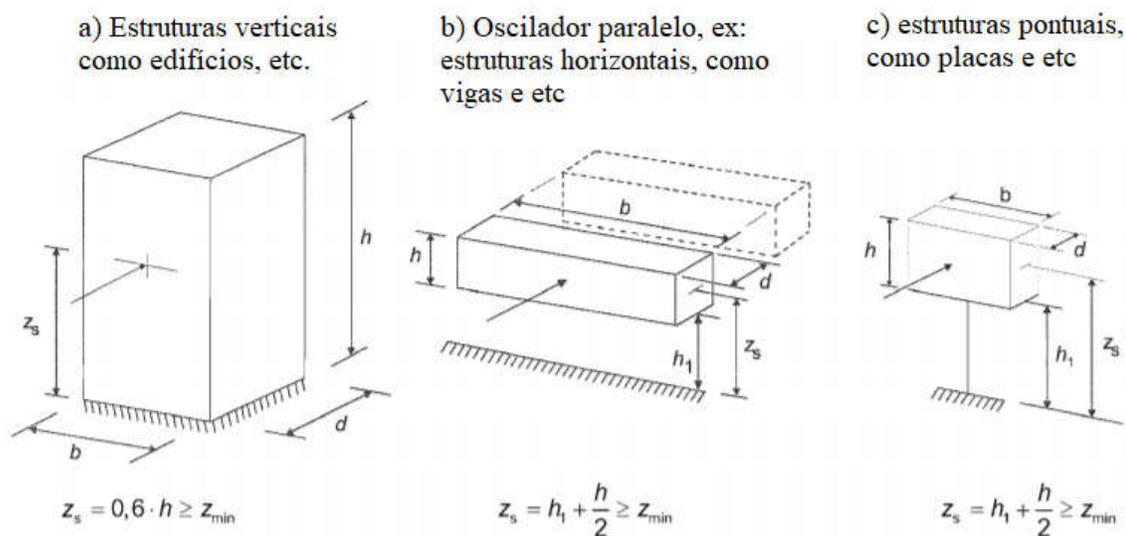
iii) k_p é o fator de pico definido como a razão entre o máximo valor da parte flutuante pelo seu desvio padrão e dado pela equação (30):

$$k_p = \text{maior} \left\{ \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} ; 3 \right\} \quad (30)$$

Sendo T o tempo médio para a velocidade média do vento ($T=600$ segundos) e v_c a frequência de cruzamento dada pela equação (31):

$$v_c = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (31)$$

Figura 12 – Formas gerais de estruturas cobertas pelo procedimento pela norma europeia



Fonte: EC1-1-4

5.1.2.9 Coeficientes de Força, c_f

O coeficiente de força, c_f , depende de vários fatores como o número de Reynolds e a forma geométrica da seção do edifício. O EC1-1-4 apresenta sugestões para diferentes formas da seção do edifício.

5.1.2.9.1 Elementos estruturais com seção retangular

O coeficiente de força c_f de elementos estruturais de seção retangular, com o vento soprando normal a face, deve ser determinado pela equação (32):

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad (32)$$

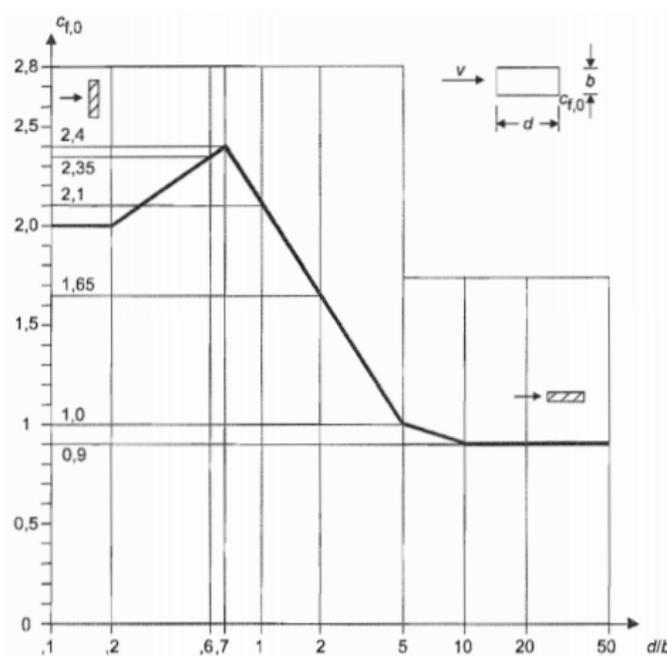
Onde:

- $c_{f,0}$ é o coeficiente de força de seções retangulares com cantos agudos e sem fluxo livre como dado na Figura 13, isto é, coeficiente de força sem a contabilização dos efeitos tridimensionais do escoamento em torno do edifício

- ψ_r é o fator de redução para seções retangulares com cantos arredondados, sendo dependente do número de Reynolds. Para uma seção sem cantos arredondados, como no caso deste trabalho, $\psi_r = 1,0$.

- ψ_λ é o fator de efeito-final para elementos com fluxo livre. Este fator é quem considera os efeitos tridimensionais do escoamento, sendo dependente da esbelteza efetiva do edifício (ver item 5.1.2.9.2).

Figura 13 – Coeficientes de força $c_{f,0}$ de seções retangulares com cantos agudos e sem fluxo livre (d e b são as dimensões em planta da edificação)



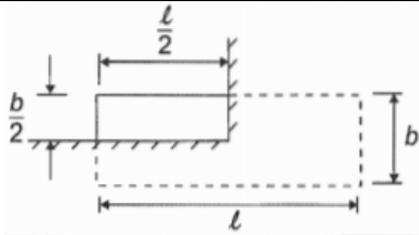
Fonte: EC1-1-4

5.1.2.9.2 Esbelteza efetiva e fator ψ_λ :

A norma (EC1-1-4, 7.13) define que, quando relevante, o fator de efeito-final deve ser determinado como função da proporção da esbelteza.

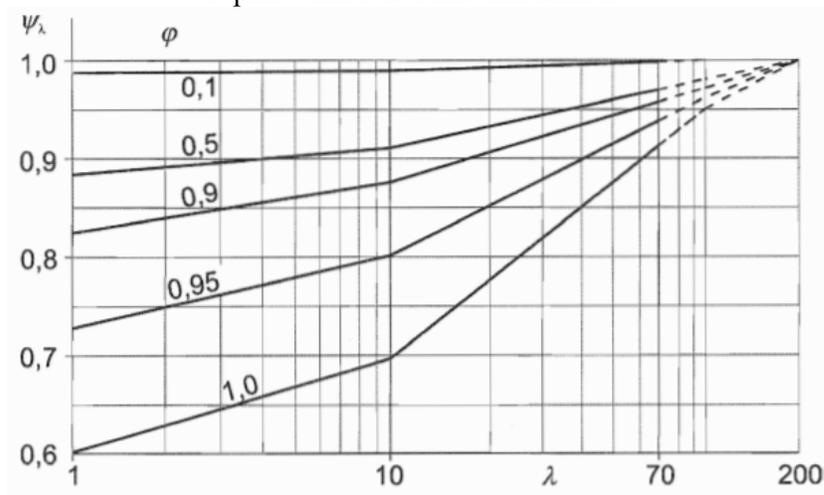
Enquanto os coeficientes de força $c_{f,0}$ são baseados em medidas em estruturas sem fluxo livre a partir do nível do solo, o fator de efeito-final leva em consideração a resistência reduzida da estrutura devido ao fluxo do vento no entorno do final da estrutura (efeito-final). A esbelteza efetiva λ depende das dimensões da estrutura e de sua posição e seus valores recomendados são dados na Tabela 7, enquanto os valores indicativos para ψ_λ são dados na Figura 14 para diferentes proporções de solidez ϕ .

Tabela 7 – Esbeltez efetiva para seção retangular com vento de baixa turbulência pela norma europeia

Posição da estrutura, vento normal ao plano da página	Esbeltez efetiva λ
	<p>Para seções poligonais, retangulares e de cantos agudos e estruturas treliçadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Para $l \geq 50\text{m}$, $\lambda=1,4 \cdot (l/b)$ ou $\lambda=70$, usar o menor dos dois valores. - Para $l < 15\text{m}$, $\lambda=2 (l/b)$ ou $\lambda=70$, usar o menor dos dois valores.
	<p>Para valores intermediários de l, deve-se interpolar linearmente.</p>

Fonte: Adaptada pelo autor

Figura 14 – Valores indicativos de ψ_λ como função da proporção da solidez versus a esbeltez λ para ventos de baixa turbulência



Fonte: EC1-1-4

A proporção de solidez é dada pela equação (33), sendo A a soma das áreas projetadas dos membros (descontando aberturas) e A_c a área total, $A_c = d.b$. Como no caso de edifícios as áreas A_c e A são aproximadamente iguais, $\varphi \simeq 1$

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (33)$$

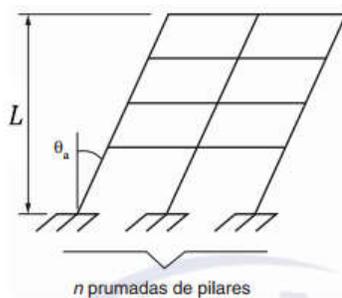
5.2 CARGAS HORIZONTAIS DEVIDO AO DESAPRUMO GLOBAL DO EDIFÍCIO

Como pode ser visto a seguir, as formulações das normas brasileiras e europeias são muito semelhantes entre si. Em ambas o efeito do desaprumo pode ser representado por um ângulo. Cabe ressaltar que a consideração do desaprumo é feita apenas no ELU. De forma geral, o desaprumo é dependente de duas variáveis: a altura do pórtico/edifício e número de elementos verticais.

5.2.1 Norma Brasileira – NBR 6118

De acordo com a norma brasileira, na análise de estruturas devem ser consideradas imperfeições geométricas nos elementos verticais que podem acontecer durante a execução da mesma, conforme mostra a Figura 15.

Figura 15 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: Adaptado de NBR 6118

O ângulo de desaprumo θ_a é calculado pela equação (34), com θ_1 , que representa o desaprumo de um elemento vertical contínuo, dado pela equação (35):

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (34)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{L}} \quad (35)$$

Onde L é a altura da edificação, em metros, e n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano. A norma (NBR 6118, 11.3.3.4.1) define ainda que $\theta_{1,\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições básicas e $\theta_{1,\max} = 1/200$, além disso, diz que para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo deve-se considerar $\theta_a = \theta_1$ e para pilares isolados em balanço deve-se adotar $\theta_1=1/200$.

Por outro lado, a mesma norma estabelece que se a razão entre as ações do vento e do desaprumo forem menores que 30%, deve-se considerar apenas o mais desfavorável entre eles. Essa comparação pode ser feita através da análise dos momentos totais na base do edifício em cada direção e sentido da aplicação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1,\min}$. Em suma, pode-se resumir em 3 casos:

- i) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se apenas o vento.
- ii) Quando a ação do vento for inferior a 30% do desaprumo, considera-se somente o desaprumo, respeitando a consideração de $\theta_{1,\min}$.
- iii) Nos demais casos, combina-se a ação dos dois, sem a necessidade de consideração do $\theta_{1,\min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição dos efeitos.

As forças resultantes do desaprumo por pavimento são obtidas multiplicando o ângulo de desaprumo θ_a pela força vertical total F_{vi} no pavimento i , conforme a equação (35):

$$H_i = \tan(\theta_a)F_{vi} \simeq \theta_a F_{vi} \quad (36)$$

5.2.2 Norma Europeia – EC2 – EN 1992-1-1

De forma semelhante, a norma europeia (EC2-1-1, 5.2) também diz que as imperfeições geométricas devem ser analisadas para o estado limite último. Define que as imperfeições podem ser representadas por um ângulo θ_1 , dado pela equação (37):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (37)$$

Onde

- θ_0 é o valor básico que, conforme o anexo italiano é $\theta_0 = 1/200$.

- α_h é o fator de redução pela altura L, em metros, do edifício, dado pela equação (38)

sendo que os valores limites são $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} \quad (38)$$

- α_m é o fator de redução conforme o número de membros que, no caso de sistemas de contraventamento é o número de membros verticais contribuindo para a força horizontal, dado pela equação (39):

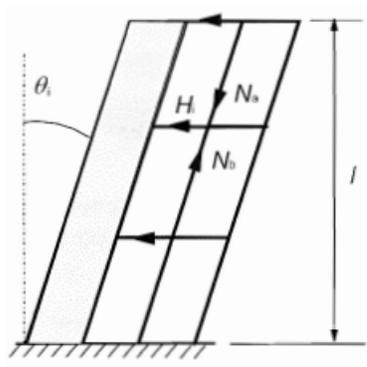
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (39)$$

Por fim, define que para estruturas o efeito dessa inclinação representada pelo ângulo θ_1 pode ser representada por forças transversais a serem incluídas na análise juntamente com as outras ações (no caso deste trabalho, o vento). Diferentemente da norma brasileira, o EC2-1-1 não faz nenhuma consideração sobre a possibilidade de desconsiderar os efeitos do desaprumo. As forças horizontais H_i resultantes das imperfeições geométricas são dadas pela equação (40), onde N_a e N_b são forças longitudinais que contribuem para H_i , conforme Figura 16. O termo $(N_b - N_a)$ resulta na presença somente de cargas verticais, no F_{vi} definido anteriormente para a norma brasileira.

$$H_i = \theta_1 \cdot (N_b - N_a) \quad (40)$$

Nota-se que, exceto pela consideração do EC2 de que as forças de desaprumo não podem ser desconsideradas, a formulação ente as normas são idênticas.

Figura 16 – Imperfeições geométricas segundo norma europeia



Fonte: EC2-1-1

6 DESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA

Uma estrutura constituída por pórticos é considerada indeslocável quando seus nós sofrem pequenos deslocamentos sob a ação de forças horizontais, sendo chamada assim de estrutura de nós fixos. Quando isso acontece, os esforços globais de segunda ordem (relativos à não linearidade geométrica) não são significativos (menores que 10% dos efeitos de 1ª ordem para ambas as normas) e podem ser desprezados.

Dessa forma, a estrutura toda pode ser analisada com a teoria de primeira ordem e apenas os esforços locais de segunda ordem devem ser avaliados na análise de cada trecho de pilar. A norma brasileira define esforços de 2ª ordem globais e locais, conforme segue:

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. 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. (NBR 6118, 15.4.1)

No presente trabalho, a análise será feita considerando pórticos planos compondo a estrutura de contraventamento, que é a estrutura que irá resistir aos esforços horizontais e garantir, através de sua rigidez, a indeslocabilidade da estrutura. A aplicação prática das normas encontra-se no apêndice 3.

6.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE SEGUNDO A NORMA BRASILEIRA - NBR 6118

A norma (NBR 6118, 15.5) define dois possíveis parâmetros para verificar se é possível desprezar os esforços globais de 2ª ordem, o que indicaria que a estrutura é de nós fixos: parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z .

6.1.1 Parâmetro de instabilidade (α)

A NBR 6118 estabelece que uma estrutura pode ser considerada como sendo de nós fixo se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme a equação (41):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (41)$$

Sendo:

H_{Tot} : altura total da estrutura, medida do topo da fundação ou de um nível indeformável.

N_k : soma de todas as cargas verticais atuantes com seu valor característico.

$E_{cs}I_c$: soma das rigidezes à flexão de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Para o cálculo do momento de inércia I_c , considera-se apenas as seções transversais de concreto, sem inclusão das armaduras. O módulo de deformação secante E_{cs} foi definido no item 3.4. A norma brasileira (NBR 6118, 15.5.1) permite ainda majorar o valor do módulo de elasticidade secante em 10% para a análise de estabilidade global da estrutura.

Quanto ao valor limite α_1 , tem-se:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

Onde n é o número de andares.

Ainda, define (NBR 6118, 15.5.2) que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1=0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1=0,7$ e quando houver apenas pórticos, deve-se adotar $\alpha_1=0,5$.

Para calcular a rigidez equivalente de um pórtico ou de um pilar de seção variável, pode-se aplicar uma força horizontal F_H no topo do pórtico ou pilar, ou ainda carregar o pórtico com uma força horizontal q_h uniformemente distribuída ao longo de sua altura e aplicar as equações (42) ou (43), respectivamente, conforme Araújo (2014):

$$EI_{eq} = \frac{F_H H_{tot}^3}{3U} \quad (42)$$

$$EI_{eq} = \frac{q_H H_{tot}^4}{8U} \quad (43)$$

Onde U representa o deslocamento horizontal obtido no topo do pórtico para a força aplicada. De modo geral, a equação (43) fornece uma rigidez equivalente menor, sendo portanto à favor da segurança.

6.1.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. A estrutura é considerada de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$. O valor de γ_z é dado pela equação (44).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (44)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é 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.

$\Delta M_{tot,d}$ é 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 na análise de 1ª ordem.

A norma (NBR 6118, 15.7.2) permite ainda que se use, quando $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$, uma solução aproximada para determinar os esforços globais de 2º ordem, avaliando os esforços finais (1º ordem + 2º ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$.

6.2 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE SEGUNDO A NORMA EUROPEIA - EUROCODE 2-1-1

De forma semelhante, a norma europeia (EC2-1-1, 5.8.2) também define que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se forem menores que 10% dos efeitos de primeira ordem correspondentes. Ainda, estabelece (EC2-1-1, 5.8.3.3) que os efeitos globais de segunda ordem na estrutura podem ser desprezados se a equação (45) for satisfeita:

$$N_k \leq k_1 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{\Sigma E_{cd} I_c}{H^2} \quad (45)$$

Onde:

N_k = carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento).

n_s = número de pisos

H = altura total do edifício

$$k_1 = 0,31$$

I_c = momento de inércia dos elementos de contraventamento.

E_{cd} = valor de cálculo do módulo de elasticidade no concreto.

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}=1,2} \quad (46)$$

Sendo que E_{cm} representa o módulo de elasticidade secante do concreto, em GPa, e está definido no item 3.4.

De forma semelhante à norma brasileira, o EC2-1-1 indica, para a equação (45) que a rigidez do edifício é obtida pela somatória das rigidezes dos elementos de contraventamento, sem considerar a estrutura aporticada. A NBR 6118, porém, deixa explícito a possibilidade de considerar a rigidez de um pilar equivalente em cada direção, levando em conta os efeitos dos pórticos, sendo assim uma situação mais realística. Apesar do EC2-1-1 não explicitar essa possibilidade, ela será aqui considerada, isto é, a rigidez da estrutura não será considerada como sendo apenas o somatório das rigidezes dos elementos de contraventamento, mas sim a rigidez de um pilar equivalente.

A norma europeia (EC2-1-1, 5.8.3.3) cita ainda que a equação (45) é válida se, e somente se, as seguintes condições forem atendidas:

- i) A instabilidade torsional na estrutura não é condicionante, isto é, a estrutura é razoavelmente simétrica.
- ii) As deformações globais por corte são desprezíveis.
- iii) Os elementos de contraventamento estão fixos rigidamente à base, ou seja, as rotações são desprezíveis.
- iv) A rigidez dos elementos de contraventamento é razoavelmente constante ao longo da altura.
- v) A carga vertical total aumenta aproximadamente na mesma quantidade a cada andar.

Ainda, a norma europeia permite que o valor de k_1 possa ser substituído por $k_2 = 0,62$, desde que seja verificado que os membros de contraventamento não estão fissurados no estado limite último,

7 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Combinar as ações consiste num arranjo probabilístico de ocorrência de certa ação com acontecimento de outra simultaneamente, simulando a atuação das diferentes ações atuantes numa edificação, sejam elas resultantes de carregamentos internos ou de carregamentos externos. Os coeficientes aplicados nessas combinações objetivam garantir uma margem de segurança aceitável e também evitar superdimensionamento dos elementos estruturais, considerando a improbabilidade do acontecimento simultâneo de diferentes carregamentos.

De posse de todas as combinações, isto é, de todas as hipóteses reais de carga, é possível avaliar quais são os casos críticos para cada elemento e assim dimensioná-lo de forma segura e econômica. A aplicação ao edifício da combinação das ações está apresentada no apêndice 5.

7.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES – NORMA BRASILEIRA

A NBR 8681, que trata de ações e segurança nas estruturas, define as combinações de ações para os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). Define que enquanto o ELU está relacionado com a ruína, isto é, com a perda de segurança da estrutura, o ELS corresponde ao estado em que a utilização da estrutura torna-se prejudicada, seja por deformações ou fissuras excessivas, prejudicando sua durabilidade.

Quanto ao ELU, a norma (NBR 8681, 4.3) define as combinações de ações que devem ser levadas em conta para o dimensionamento dos elementos estruturais. Conforme as combinações últimas consideradas, 3 carregamentos diferentes são definidos: carregamento normal (decorrentes do uso previsto para a construção), carregamento especial (transitórios, com efeitos consideráveis) e carregamento excepcional (raros, com efeitos catastróficos).

No presente trabalho, o carregamento previsto é o normal, devendo ser considerados os valores característicos das ações permanentes e as combinações das diferentes ações variáveis existentes. Em cada combinação, uma das ações variáveis é considerada principal, atuando com seu valor característico F_k , e as outras secundárias, atuando com um valor reduzido $\psi_0.F_k$. Assim, a ação de cálculo F_d a ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais no ELU é dada pela equação (47).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g,i} F_{G_i,k} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (47)$$

Onde $F_{G_i,k}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q_i,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação e $\psi_{0j}F_{Q_j,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis. Os coeficientes γ são coeficientes de segurança, sendo representado por γ_g para as ações permanentes e γ_q para as variáveis.

De acordo com a norma (NBR 6118, 11.7.1), os valores desses coeficientes para combinações normais de ações devem ser tomados como: $\gamma_q=1,4$ para efeitos desfavoráveis e $\gamma_q=0$ para favoráveis; $\gamma_g=1,4$ para efeitos desfavoráveis e $\gamma_g=1$ para efeitos favoráveis. Já os valores para o fator de combinação ψ_0 são os apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Fatores de combinação no ELU para a norma brasileira

Ações Variáveis	ψ_0
Cargas acidentais dos edifícios quando não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (edifícios residenciais)	0,5
Cargas acidentais dos edifícios, nos casos contrários (edifícios comerciais e de escritórios)	0,7
Cargas acidentais em bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Variações uniformes de temperatura	0,6
Pressão dinâmica do vento	0,6

Fonte: NBR 6118

7.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES – NORMA EUROPEIA

De forma semelhante à norma brasileira, o *Eurocode 0* (EC0, 6.4.3) também trata de 3 diferentes carregamentos: combinações fundamentais (situações de projeto previstas, sendo elas persistentes ou transitórias), combinações de acidentes (previstas para atuarem apenas em caso de acidente) e combinações sísmicas (em caso de terremotos).

No presente trabalho, as combinações fundamentais serão aplicadas, já que elas englobam os carregamentos previstos para a edificação. De acordo com a norma europeia (EC0, 6.4.3.2), a determinação do valor de cálculo dos esforços atuantes é feita com a combinação indicada na equação (48).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (48)$$

Onde E_d é o valor de cálculo dos esforços atuantes, $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j , $Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável principal, $Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável secundária i , os coeficientes γ são coeficientes de segurança, sendo representado por γ_G para as ações permanentes e γ_Q para as variáveis e ψ_0 é o fator de redução da combinação.

De acordo com a norma (EC0, A.1.3), no caso de verificação combinada do equilíbrio estático e resistência dos elementos estruturais, os valores recomendados desses coeficientes são: $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,5$ para casos desfavoráveis, como no caso da edificação, e $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 0$ para casos favoráveis, $\gamma_{Gj,sup}=1,35$, para efeitos desfavoráveis, e $\gamma_{Gj,inf}=1,15$ ou 1, para efeitos favoráveis, utilizando o que levar ao caso mais crítico). Já os valores para o fator de combinação ψ_0 são os apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Fator de combinação ψ_0 segundo a norma europeia

Ações Variáveis	ψ_0
Sobrecargas em edifícios	
- Categoria A: Zonas de habitação	0,7
- Categoria B: Zonas de escritórios	0,7
- Categoria C: Zonas de reunião de pessoas	0,7
- Categoria D: Zonas comerciais	0,7
- Categoria E: Zonas de armazenamento	1,0
- Categoria F: Zonas de tráfego (peso dos veículos ≤ 30 kN)	0,7
- Categoria G: Zonas de tráfego (30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN)	0,7
- Categoria H: Coberturas	0
Ação da neve em edifícios (varia conforme o país)	0,5-0,7
Ação do vento em edifícios	0,6
Temperatura (exceto incêndio) em edifícios	0,6

Fonte: O autor

Lembrando ainda que, conforme apresentado no capítulo 5, ambas as normas permitem, no caso de edifícios residenciais, reduzir os efeitos da carga acidental vertical principal $F_{q1,k}$ nos pilares e fundações, levando em conta a pequena probabilidade de todos os pavimentos estarem totalmente carregados simultaneamente.

8 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS HORIZONTAIS ENTRE OS PÓRTICOS

Para completar os carregamentos existentes nos pórticos, é preciso distribuir os esforços horizontais oriundos do vento entre as estruturas de contraventamento. Como descrito por Ellwanger (2002), os esforços horizontais são absorvidos pelos pavimentos que se comportam como vigas largas sob flexão lateral, transmitindo os carregamentos para os pilares que levam para a fundação. Apenas ligações rígidas entre vigas e pilares permitem a transmissão dos esforços horizontais.

Os sistemas de contraventamento (pórticos) são compostos por vigas e pilares, de forma que as lajes funcionam apenas como elementos infinitamente rígidos no seu próprio plano (diafragmas rígidos), podendo sofrer apenas rotações e translações, mas não deformações.

Ellwanger (2002) define que, com a hipótese de que as lajes dos pavimentos se comportam como diafragmas rígidos:

As rotações no plano horizontal de todos os pontos de um pavimento serão as mesmas e os deslocamentos horizontais destes pontos podem ser relacionados entre si por meras considerações de geometria.

A força horizontal atuante em um pórtico é diretamente proporcional à sua rigidez e ao deslocamento ocorrido na mesma direção da força. Consequentemente, a distribuição das forças laterais para os pórticos resistentes torna-se função da rigidez e do arranjo geométrico destes pórticos.

Segundo Araújo (2014), quando o contraventamento é composto apenas por pórticos, como no caso desse trabalho, pode-se empregar um processo simplificado para a repartição dos esforços horizontais. Nesse procedimento, o critério adotado para a distribuição dos esforços horizontais é o das rigidezes, isto é, cada pórtico irá receber uma parcela da carga horizontal atuante proporcional à sua rigidez. Para tal, os pórticos são representados por molas de rigidez K concentradas nos centros dos mesmos. A rigidez de cada pórtico é obtida aplicando-se uma carga no topo do mesmo, medindo o deslocamento resultante e aplicando a equação (49):

$$K = \frac{3EI_{eq}}{h^3} \quad (49)$$

Onde h é a altura do pórtico, em metros, e EI_{eq} é a rigidez equivalente desse pórtico, calculada como apresentado no item 6.1.1. Dessa forma, o modelo é formado por diafragmas rígidos vinculados por molas que representam os pórticos (sistemas de contraventamento), nas duas direções. Ao aplicar-se uma carga horizontal no pavimento, reações surgirão nas molas, cuja magnitude é dependente das rigidezes das mesmas.

8.1 CENTRO ELÁSTICO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

Segundo Ellwanger (2002), o centro elástico (ou centro de rigidez) é o ponto no qual, se aplicada uma força horizontal cuja reta de ação atravessa esse ponto, o sistema sofrerá apenas translação na direção dessa força em seu plano, sem sofrer rotações. A formulação para encontrar o centro elástico (CE) de um sistema que é apresentada à seguir foi proposta por Ellwanger (2002).

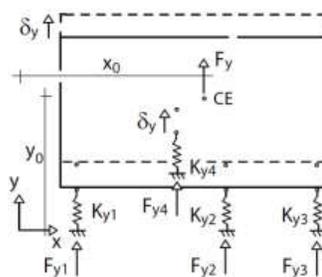
Assumindo um comportamento linear para a estrutura do edifício, quanto à absorção e transmissão de cargas horizontais, as subestruturas de contraventamento podem ser modeladas como molas lineares, de forma que as relações apresentadas nas equações (50) e (51) são válidas.

$$F_i = -k_i \delta_i \quad (50)$$

$$M = -K_r \theta \quad (51)$$

Considerando a Figura 17 deseja-se determinar as reações nas molas que representam um sistema de contraventamento onde atua uma força vertical F_y cuja linha de ação passa pelo centro elástico desse sistema. Como o pavimento sofre apenas translação na mesma direção da força, a deformação de todas as molas é a mesma δ_y .

Figura 17 – Aplicação de força F_y no centro elástico do sistema



Fonte: Ellwanger, 2002

De acordo com a equação (52) a reação de cada uma destas molas será dada por:

$$F_{yi} = -k_{yi} \delta_y \quad (52)$$

A equação (53) estabelece o equilíbrio de forças na direção y

$$F_y = - \sum_{i=1}^n F_{yi} \quad (53)$$

Substituindo (52) em (53), isolando o termo δ_y e substituindo em (52) novamente, pode-se obter a equação (55) que determina a reação em uma mola i em função das constantes de mola k_{yi} das n molas

$$F_y = \sum_{i=1}^n k_{yi} \delta_y = \delta_y \sum_{i=1}^n k_{yi} \quad (54)$$

$$F_{yi} = -F_y \frac{k_{yi}}{\sum_{i=1}^n k_{yi}} \quad (55)$$

Onde F_{yi} representa a reação da mola i na direção y ; k_{yi} é a constante elástica da mola i na direção y ; F_y é a força externa aplicada no centro elástico na direção y e $\sum_{i=1}^n k_{yi}$ representa o somatório das constantes elásticas das n molas existentes no sistema na direção y .

Além disso, pode-se escrever a equação de equilíbrio de momentos das forças em relação à origem do sistema de eixos x - y :

$$\sum_{i=1}^n F_{yi} x_i + F_y x_0 = 0 \quad (56)$$

Substituindo (55) em (56) e isolando-se x_0 , podemos determinar a coordenada x_0 do centro elástico

$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^n k_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^n k_{yi}} \quad (57)$$

Onde $\sum_{i=1}^n k_{yi}$ representa o somatório das constantes elásticas das n moles existentes na direção y ; $\sum_{i=1}^n k_{yi} x_i$ representa o somatório dos produtos entre as constantes elásticas e as coordenadas x_i das n molas existentes na direção y ; e x_0 representa a coordenada do centro elástico no eixo x .

De forma análoga, repetindo os mesmos passos, pode ser obtida a coordenada y_0 do centro elástico, que é dada por:

$$y_0 = \frac{\sum_{j=1}^m k_{xj} y_j}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} \quad (58)$$

Onde $\sum_{j=1}^m k_{xj}$ representa o somatório das constantes elásticas das n moles existentes na direção x ; $\sum_{j=1}^m k_{xj} y_j$ representa o somatório dos produtos entre as constantes elásticas e as

coordenadas y_i das n molas existentes na direção x ; e y_0 representa a coordenada do centro elástico no eixo y .

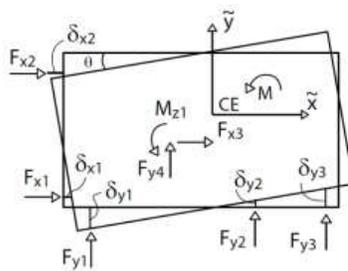
8.2 RIGIDEZ DO SISTEMA À ROTAÇÃO EM TORNO DO CENTRO ELÁSTICO

Como descrito anteriormente, os pavimentos são assumidos como sendo diafragmas rígidos vinculados em molas, representando os pórticos. Assim, ao aplicar uma carga horizontal, surgirão reações nessas molas, cuja magnitude depende de sua rigidez. Considerando os pavimentos como indeformáveis no próprio plano, resulta que os mesmos tenham apenas movimentos de corpo rígido. Com isso, conforme o sistema da Figura 18, todos os pontos sofrem a mesma rotação θ . Ainda, conhecendo os deslocamentos δ_{xA} e δ_{yA} de um ponto A qualquer, pode-se determinar os deslocamentos de um ponto P qualquer (δ_{xP} e δ_{yP}) em função dos deslocamentos do ponto A e das coordenadas x e y desses pontos através das equações (59) e (60), respectivamente.

$$\delta_{xP} = \delta_{xA} - (y_P - y_A) \operatorname{tg}(\theta) \cong \delta_{xA} - (y_P - y_A) \theta \quad (59)$$

$$\delta_{yP} = \delta_{yA} - (x_P - x_A) \operatorname{tg}(\theta) \cong \delta_{yA} - (x_P - x_A) \theta \quad (60)$$

Figura 18 – Momento M rotacionando o sistema em torno do centro elástico



Fonte: Ellwanger 2002

Segundo Ellwanger (2002), com relação ao centro elástico, ao aplicar-se um momento em seu entorno, como mostrado na Figura 18, ele irá rotacionar um ângulo θ . Utilizando um novo sistema de eixos de referência $\tilde{x} - \tilde{y}$, cuja origem coincide com o CE, e aplicando-se as equações (59) e (60) com o centro elástico sendo o ponto A de referência, é possível expressar as translações de um ponto P_i (\tilde{x}_i, \tilde{y}_i) por:

$$\delta_{xi} \cong -\theta \tilde{y}_i \quad (61)$$

$$\delta_{yi} \cong -\theta \tilde{x}_i \quad (62)$$

Onde $(\delta_{xi}, \delta_{yi})$ representam os deslocamentos da mola i nas direções x e y ; $(\tilde{x}_i, \tilde{y}_i)$ são as coordenadas \tilde{x} e \tilde{y} da mola i na situação inicial e θ é o ângulo de rotação do pavimento, sendo que é positivo para sentido anti-horário e negativo caso contrário.

Escrevendo a equação (63) que representa o equilíbrio de momentos em torno do centro elástico, tem-se:

$$M - \sum_{i=1}^m F_{xi} \tilde{y}_i + \sum_{i=1}^n F_{yi} \tilde{x}_i + \sum_{i=1}^p M_{zi} = 0 \quad (63)$$

Onde:

M é o momento aplicado em torno do centro elástico

$\sum_{i=1}^m F_{xi} \tilde{y}_i$ é o somatório dos produtos entre as forças de reação F_{xi} das molas e os respectivos braços de alavanca \tilde{y}_i das m molas que estão na direção x .

$\sum_{i=1}^n F_{yi} \tilde{x}_i$ é o somatório dos produtos entre as forças de reação F_{yi} das molas e os respectivos braços de alavanca \tilde{x}_i das n molas que estão na direção y .

$\sum_{i=1}^p M_{zi} = 0$ é o somatório das reações-momento das molas existentes.

As reações F_{xi} , F_{yi} e M_{zi} podem ser obtidas pelas equações (50) e (51) em conjunto com as equações (61) e (62). Substituindo na equação (63), pode-se obter a equação (64), que define o ângulo de rotação θ :

$$\theta = \frac{M}{K_R} \quad (64)$$

Onde K_R é a rigidez do sistema como um todo à rotação em torno do centro elástico, que pode ser escrita por:

$$K_R = \sum_{i=1}^m k_{xi} \tilde{y}_i^2 + \sum_{i=1}^n k_{yi} \tilde{x}_i^2 + \sum_{i=1}^p K_{ri} \quad (65)$$

Sendo:

$\sum_{i=1}^m k_{xi} \tilde{y}_i^2$ = somatório dos produtos entre as constantes elásticas k_{xi} e as coordenadas \tilde{y}_i elevadas ao quadrado, das m molas existentes na direção x .

$\sum_{i=1}^n k_{yi} \tilde{x}_i^2$ = somatório dos produtos entre as constantes elásticas k_{yi} e as coordenadas \tilde{x}_i elevadas ao quadrado, das n molas existentes na direção y .

$\sum_{i=1}^p K_{ri}$ = somatório das constantes elásticas K_{ri} das molas existentes.

K_r = rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico.

Um fato relevante ao analisar a equação é que a rigidez do sistema à rotação em torno do CE é dependente das coordenadas \tilde{x} e \tilde{y} elevadas aos quadrados das molas posicionadas nas duas direções, indicando que a rigidez do sistema é maior quanto mais afastadas do centro elástico estiverem as molas.

As forças atuantes em cada uma das molas podem ser expressas pelas equações (66), (67) e (68), obtidas ao substituir o ângulo de rotação θ da equação (64) nas equações (51), (61) e (62) e, por fim, substitui-se essas últimas duas na equação (50) aplicada para cada direção (x e y).

$$F_{xi} = M \frac{k_{xi}\tilde{y}_i}{K_r} \quad (66)$$

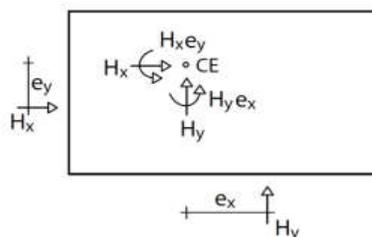
$$F_{yi} = -M \frac{k_{yi}\tilde{x}_i}{K_r} \quad (67)$$

$$M_{zi} = -M \frac{k_{ri}}{K_r} \quad (68)$$

8.3 SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS PARA O CASO DE FORÇAS ATUANTES FORA DO CENTRO ELÁSTICO

Nos casos em que a reta de ação das forças atua fora do centro elástico, pode-se tratar o problema como sendo a superposição dos dois efeitos vistos anteriormente: translação resultante da aplicação da força no centro elástico e rotação devido ao momento resultante do produto dessa força pela sua excentricidade em relação ao CE. A decomposição de forças dessa situação é mostrada na Figura 19.

Figura 19 – Superposição dos efeitos de translação e rotação em um sistema



Fonte: Ellwanger 2002

Considerando uma carga horizontal H_y atuando fora do CE com excentricidade e_y , as reações nas molas são obtidas pela superposição das reações obtidas considerando H_y atuando no centro elástico com as reações obtidas devido ao momento resultante da excentricidade da carga $H_y.e_y$. Para a direção x a ideia é a mesma.

Da mesma forma que para o ângulo de rotação, o momento é considerado positivo se tiver sentido anti-horário e negativo caso contrário. Para o caso geral em que atuam forças nas duas direções (H_x e H_y) fora do CE, as (69), (70) e (71) expressam as reações nas molas (obtidas considerando as equações anteriormente deduzidas). Caso a força esteja apenas em uma das direções, basta considerar como 0 na outra direção.

$$F_{xi} = -H_x \frac{k_{xi}}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} + (H_x e_y) \frac{k_{xi} \tilde{y}_i}{K_R} + (H_y e_x) \frac{k_{xi} \tilde{y}_i}{K_R} \quad (69)$$

$$F_{yi} = -H_y \frac{k_{yi}}{\sum_{j=1}^m k_{yj}} + (H_x e_y) \frac{k_{yi} \tilde{y}_i}{K_R} + (H_y e_x) \frac{k_{yi} \tilde{x}_i}{K_R} \quad (70)$$

$$M_{zi} = -(H_x e_y) \frac{K_{ri}}{K_R} - (H_y e_x) \frac{K_{ri}}{K_R} \quad (71)$$

Onde:

H_x e H_y = cargas horizontais aplicadas nas direções x e y, respectivamente.

e_x e e_y = excentricidades das cargas H_x e H_y respectivamente. Positivas se gerarem um momento anti-horário para a carga em torno do CE.

F_{xi} e F_{yi} = força de reação da mola i na direção x e na direção y, respectivamente.

M_{zi} = reação-momento da mola i.

k_{xi} e k_{yi} = constante elástica da mola i na direção x e na direção y, respectivamente.

K_{ri} = constante elástica torcional da mola i.

K_r = rigidez do sistema à rotação em torno do CE.

\tilde{x}_i e \tilde{y}_i = coordenadas da mola i no sistema de eixos cuja origem se encontra no CE.

8.4 ROTEIRO DE CÁLCULO SUGERIDO

Ellwanger (2002) sugere um roteiro de cálculo para o que foi exposto até aqui nesse capítulo. De modo geral, os passos, aplicados para o caso da estrutura aporticada deste trabalho, são:

- i) Cálculo da rigidez de cada um dos pórticos, como apresentado no início deste capítulo.
- ii) Definição de um sistema de eixos x-y e posterior determinação das coordenadas x_0 e y_0 do centro elástico, como apresentado no item 8.1.
- iii) Criação de um novo sistema de eixos centrado no CE e cálculo da rigidez rotacional K_r do sistema, como apresentado no item 8.2.
- iv) Determinação das reações nas molas ao aplicar cargas nas direções x e y, como apresentado no item 8.3.

9 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O dimensionamento de pilares pode ser resumido nas seguintes etapas:

- i) Cálculo do índice de esbeltez do pilar para verificar a necessidade de levar em conta os efeitos locais de segunda ordem para o dimensionamento do mesmo.
- ii) Determinação dos esforços atuantes considerando análise global e local: esforço normal e momentos fletores (levando em conta os valores mínimos estabelecidos em norma).
- iii) Verificação da resistência à compressão da seção transversal e cálculo da área de aço necessária para os esforços atuantes.

9.1 NORMA BRASILEIRA – NBR 6118

9.1.1 Efeitos locais de segunda ordem em pilares

9.1.1.1 Índice de Esbeltez de um Pilar

A norma (NBR 6118, 15.4.4) diz que são considerados elementos isolados:

- a) Elementos estruturais isostáticos.
- b) Elementos contraventados.
- c) Elementos das estruturas de contraventamento de nós fixos.
- d) Elementos das subestruturas de contraventamento de nós móveis, desde que, aos esforços nas extremidades, obtidos em uma análise de 1ª ordem, sejam acrescentados os determinados por análise global de 2ª ordem.

Segundo a mesma norma (NBR 6118, 15.8.2), os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados (como no caso dos pilares) podem ser desprezados quando seu índice de esbeltez for menor que um valor limite λ_1 .

O índice de esbeltez é calculado como a razão entre o comprimento de flambagem l_e e o raio de giração i , e deve ser calculado para cada uma das direções consideradas pela equação (72).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (72)$$

Como o raio de giração é a raiz da razão entre momento de inércia e a área da seção, isto é, $i = \sqrt{I/A}$, para uma seção retangular, em que $I = \frac{bh^3}{12}$ e $A=b.h$, a equação (72) pode ser reescrita e expressa pelas equações (73) e (74).

$$\lambda_x = \frac{3,46 l_{e,x}}{h_y} \quad (73)$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 l_{e,y}}{h_x} \quad (74)$$

Onde:

λ_x = índice de esbeltez relacionado com o giro em torno do eixo x, dessa forma calculado com a dimensão h_y e comprimento de flambagem $l_{e,y}$.

λ_y = índice de esbeltez relacionado com o giro em torno do eixo y, dessa forma calculado com a dimensão h_x e comprimento de flambagem $l_{e,x}$.

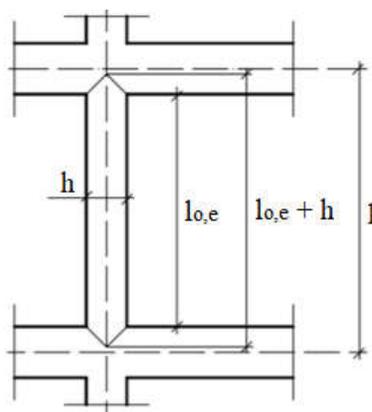
h_x, h_y = dimensão da seção transversal do pilar na direção x e na direção y, respectivamente.

$l_{e,x}$ e $l_{e,y}$ = comprimento de flambagem com relação ao giro em torno do eixo x e y, respectivamente, que de acordo com a NBR 6118 (15.6) , para o caso de um pilar sem extremidades livres, é dado pelo menor dos seguintes valores: $l_e = \min \{l_{0,e} + h ; l\}$, conforme mostrado na Figura 20.

$l_{0,e}$ = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar.

l = distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Figura 20 – Dimensões relacionadas ao comprimento de flambagem



Fonte: Adaptado de NBR 6118

Segundo Bastos (2017), em função do valor do índice de esbelteza, os pilares podem ser classificados em:

- a) Pilar curto: $\lambda \leq 35$
- b) Pilar médio: $35 < \lambda \leq 90$
- c) Pilar mediamente esbelto: $90 < \lambda \leq 140$
- d) Esbelto: $140 < \lambda \leq 200$

O valor limite λ_1 é dependente da excentricidade relativa de 1ª ordem e_1/h do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto ($e_1 = M_{1,máx}/N$), da vinculação dos extremos do pilar e da forma do diagrama de momentos de 1ª ordem. O cálculo de λ_1 , segundo a norma brasileira, é dado pela equação (75) sendo que $35 \leq \lambda_1 \leq 90$.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (75)$$

Caso o valor de λ seja menor que λ_1 , os efeitos de 2ª ordem local no pilar pode ser desprezados, caso contrário devem ser calculados e considerados no dimensionamento.

O valor de α_b depende das condições de apoio e do carregamento atuante, tendo 4 casos possíveis, como mostrado na norma brasileira (NBR 6118, 15.8.2).

- a) Pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \quad (76)$$

Sendo: $1 \geq \alpha_b \geq 0,4$

Onde M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário.

- b) Pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

- c) Pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (77)$$

Sendo: $1 \geq \alpha_b \geq 0,85$

Onde M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo (ver item 9.1.2).

$$\alpha_b = 1,0$$

9.1.1.2 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

A NBR 6118 define que o cálculo desses efeitos pode ser feito pelo método geral (obrigatório quando $\lambda > 140$) ou por métodos aproximados, sendo eles:

- a) Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (NBR 6118, 15.8.3.3.2)
- b) Método do pilar padrão com rigidez aproximada (NBR 6118, 15.8.3.3.3)

Caso necessário, o método utilizado no presente trabalho será o do pilar-padrão com curvatura aproximada. Conforme a norma brasileira, esse método pode ser empregado para pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo. Faz-se uma aproximação da não linearidade geométrica supondo-se uma deformação senoidal, enquanto a não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

O momento total máximo no pilar é calculado por esse método através da equação (78):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (78)$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode calculada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (79)$$

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (80)$$

Onde h é a altura da seção na direção considerada, v é a força normal adimensional, $M_{1d,A}$ é o valor de cálculo do momento de 1ª ordem M_A , A_c é a área de concreto e f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto.

9.1.2 Esforços atuantes nos pilares

A norma (NBR 6118, 11.3.3.4.3) define valores mínimos a serem considerados para o momento de 2ª ordem que estão relacionados com possíveis imperfeições geométricas locais nos pilares relacionado ao desaprumo ou eixo do pilar não reto. Dessa forma, se os momentos solicitantes obtidos na análise dos pórticos planos dos pilares forem menores que os momentos mínimos, estes devem ser usados. Sendo b a largura e h a altura da seção, os momentos mínimos de cálculo para cada direção são dados pelas equações (81) e (82).

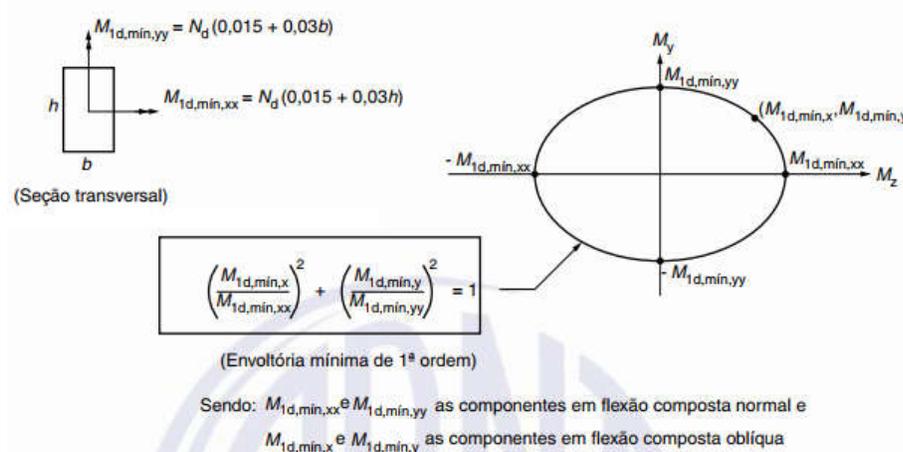
$$M_{d,min,x} = N_d(0,015 + 0,03 h) \quad (81)$$

$$M_{d,min,y} = N_d(0,015 + 0,03 b) \quad (82)$$

Onde $M_{d,min,x}$ e $M_{d,min,y}$ são os momentos mínimos de cálculo para as direções x e y , respectivamente e N_d é o esforço normal de cálculo.

Para pilares retangulares, é possível definir uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança mostrada na Figura 21. Dessa forma, no dimensionamento adotado para o pilar, a verificação do momento mínimo pode ser considerada satisfeita quando se obtém uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem.

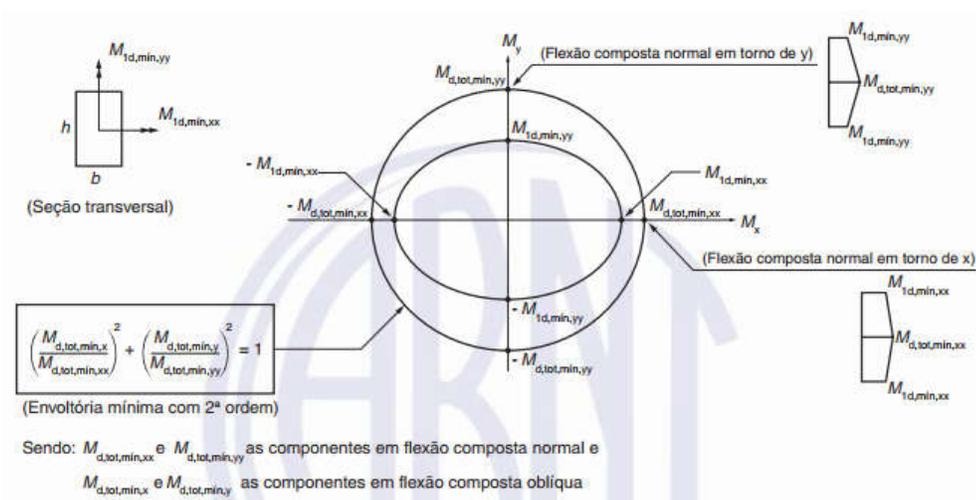
Figura 21 – Envoltória mínima de 1ª ordem pela norma brasileira



Fonte: NBR 6118

Ainda, a norma estabelece que quando for necessário calcular os efeitos locais de 2ª ordem em alguma das direções do pilar, a verificação do momento mínimo deve considerar ainda a envoltória mínima com 2ª ordem. Nesses casos, define que a verificação do momento mínimo pode ser considerada satisfeita quando se obtém uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem e conforme o item 9.1.1.2 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, conforme Figura 22.

Figura 22 – Envoltória mínima com 2ª ordem pela norma brasileira



Fonte: NBR 6118

9.1.3 Verificação da resistência à compressão do concreto

A seção transversal do pilar deve ter dimensões suficientes para que a sua resistência à compressão seja maior que a tensão provocada pelo esforço normal atuante no mesmo. A norma brasileira (NBR 6118, 8.2.10.1) define que para análises no estado limite último o diagrama tensão deformação para o concreto apresentado na Figura 23 deve ser considerado, definindo que a resistência à compressão no concreto simples é atingida em $\sigma_c = 0,85f_{cd}$, sendo que para $f_{ck} \leq 50$ MPa, $\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$ e $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$.

A verificação será feita considerando também a contribuição do aço para a resistência à compressão, de forma que a resistência do concreto armado será estimada pela equação (83):

$$\sigma_{cd} = 0,85f_{cd} + \rho f_{yd} \quad (83)$$

Onde:

σ_{cd} = resistência de cálculo à compressão da seção de concreto armado

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

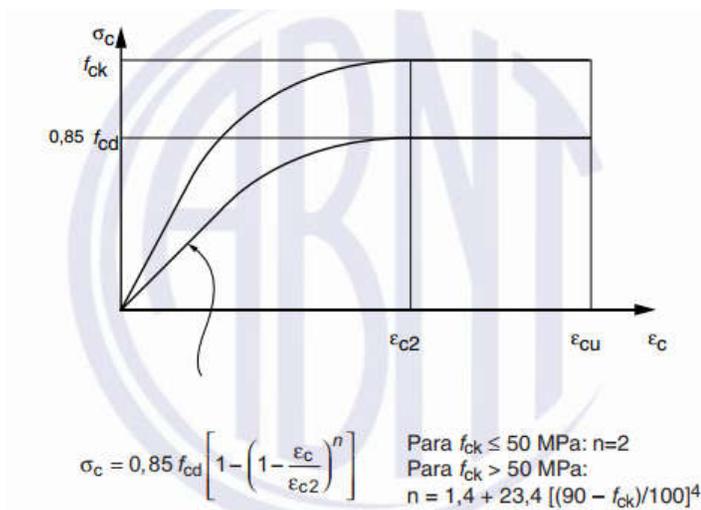
f_{yd} = resistência de cálculo do aço

ρ = taxa de armadura na seção transversal ($=A_s/A_c$)

Para a verificação da máxima resistência à compressão da seção será considerada a maior taxa de armadura possível que, segundo a norma brasileira, é de $\rho=4\%$. Para que a seção resista aos esforços de compressão, a expressão (84) deve ser satisfeita, sendo que A_c representa a área da seção transversal de concreto:

$$\sigma_{cd} \geq \frac{N_d}{A_c} \quad (84)$$

Figura 23 – Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: NBR 6118, 8.2.10.1

9.1.4 Cálculo da área de aço necessária

Para realizar o dimensionamento manual dos pilares, os ábacos são importantes, pois são facilitadores na determinação das armaduras necessárias para resistir aos esforços solicitantes, proporcionando ainda diversas opções para a disposição dessas armaduras, o que altera a resistência da seção transversal. No presente trabalho utilizou-se os ábacos de VENTURINI (1987)⁵ para os casos de flexão composta normal, que são os casos com a ação combinada de força normal e momento fletor em apenas uma direção, e os ábacos de PINHEIRO (1994)⁶ para os casos de flexão composta oblíqua, que são os casos com a ação combinada de força normal e de momento fletor nas duas direções. O ábaco 26B de PINHEIRO (1994), que será utilizado posteriormente, é apresentado na Figura 25.

Para a construção desses ábacos foram fixados alguns dados iniciais como o tipo de aço (CA-50), quantidade e disposição de barras e suas posições relativas d'_x/h_x e d'_y/h_y . Dessa forma, inicialmente deve-se escolher qual será o ábaco utilizado, definindo o valor adotado de d' para obtenção da relação d'/h e a disposição das barras cujas opções para o caso de flexão

⁵ VENTURINI, W.S. *Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta*. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1987. Disponível em: http://wwwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm

⁶ PINHEIRO, L.M. ; BARALDI, L.T. ; POREM, M.E. *Concreto Armado: Ábacos para flexão oblíqua*. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1994. Disponível em: http://wwwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm

composta oblíqua estão apresentadas na Figura 24. Em seguida, entra-se nos ábacos com os parâmetros adimensionais ν , μ_x , e μ_y , definidos à seguir. Do ábaco obtém-se o parâmetro ω que permite calcular a área de aço A_s necessária através da equação (88).

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (85)$$

$$\mu_x = \frac{M_{d,x}}{A_c f_{cd} h_x} \quad (86)$$

$$\mu_y = \frac{M_{d,y}}{A_c f_{cd} h_y} \quad (87)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (88)$$

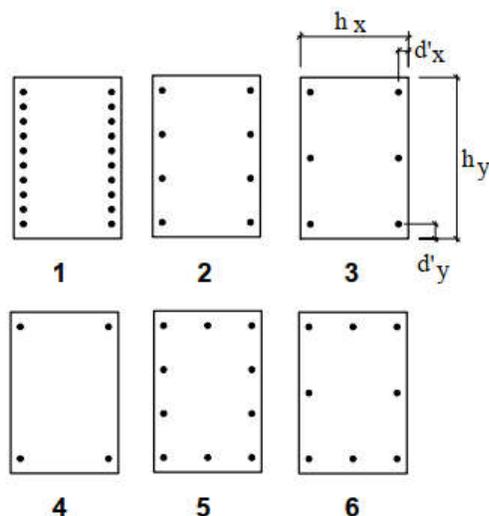
Onde:

d' = distância da borda comprimida da seção até o centro de gravidade da armadura.

h_x e h_y = dimensões da seção transversal nas direções x e y, respectivamente.

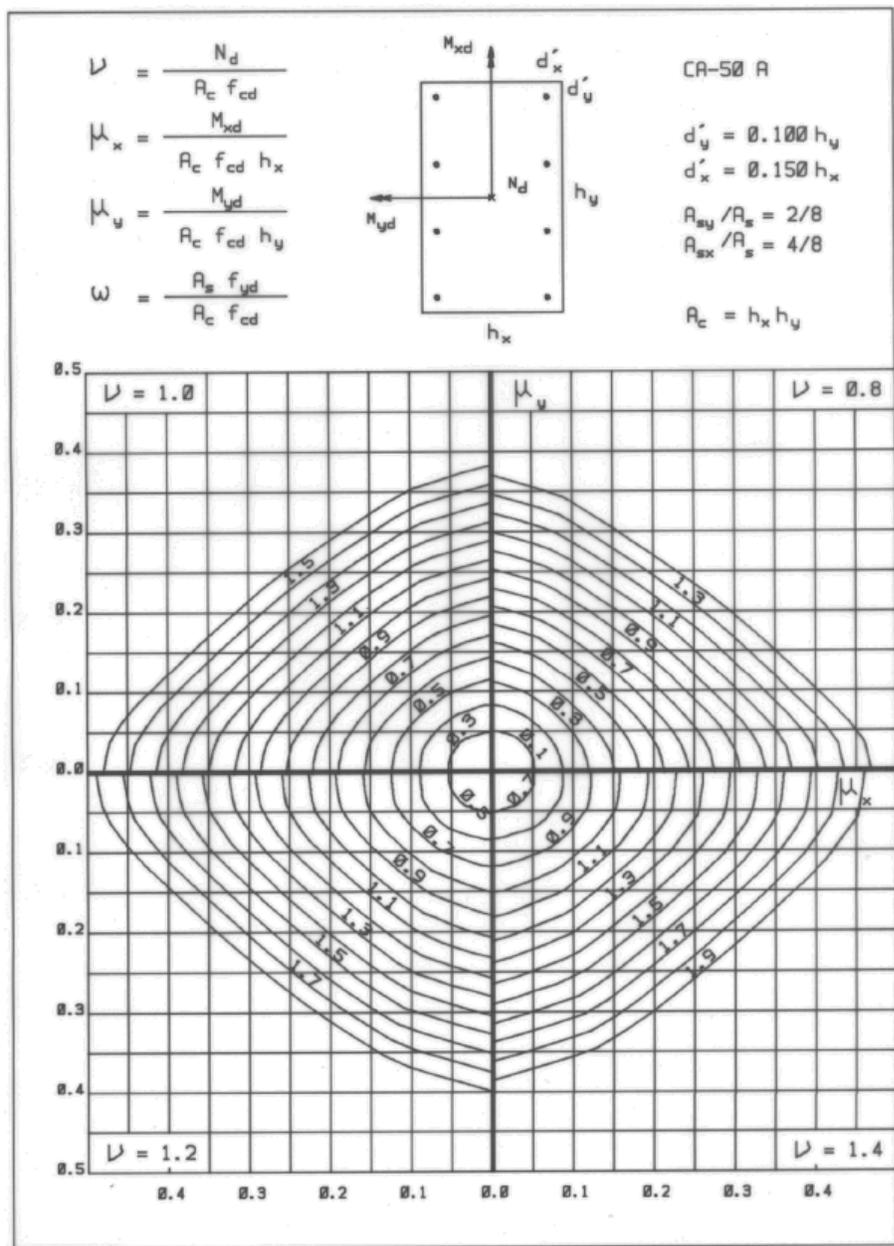
$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ = momentos de cálculo nas direções x e y, respectivamente.

Figura 24 – Possíveis arranjos das barras para o ábaco de flexão composta oblíqua



Fonte: PINHEIRO (1994)

Figura 25 – Ábaco 26B de flexão composta oblíqua



Fonte: PINHEIRO (1994)

9.2 NORMA EUROPEIA – EUROCODE 2 – EN1992-1-1

9.2.1 Efeitos locais de segunda ordem nos pilares

9.2.1.1 Índice de Esbeltez de um Pilar

A norma europeia estabelece que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se são menores que 10% dos efeitos de primeira ordem correspondentes. De forma semelhante à norma brasileira, o *Eurocode* (EC2-1-1, 5.8.3.1), também define um método simplificado para essa análise, definindo um valor limite de esbeltez λ_{lim} de forma que, para elementos isolados com $\lambda < \lambda_{lim}$, os efeitos locais de segunda ordem podem ser desprezados.

Ainda, a norma europeia (EC2-1-1, 5.8.3.1) diz que para elementos isolados sob ação de flexão em ambas as direções, o critério da esbeltez pode ser verificado separadamente para as duas direções, de forma que o dimensionamento dos pilares resultará em um dos 3 seguintes casos:

- i) Efeitos locais de segunda ordem podem ser ignorados em ambas as direções.
- ii) Efeitos locais de segunda ordem devem ser levados em conta em uma direção.
- iii) Efeitos locais de segunda ordem devem ser levados em conta nas duas direções.

Esses casos são os mesmos que podem aparecer na norma brasileira, onde a análise também é feita para cada direção separadamente. Quanto ao cálculo, o índice de esbeltez é definido no EC2 (5.8.3.2) como a razão entre o comprimento efetivo l_0 (comprimento de flambagem) e o raio de giração i da seção de concreto.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (89)$$

Para uma seção retangular, seguindo o mesmo raciocínio aplicado no item 9.1.1, o índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda_x = \frac{3,46 l_0}{h_y} \quad (90)$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 l_0}{h_x} \quad (91)$$

Onde:

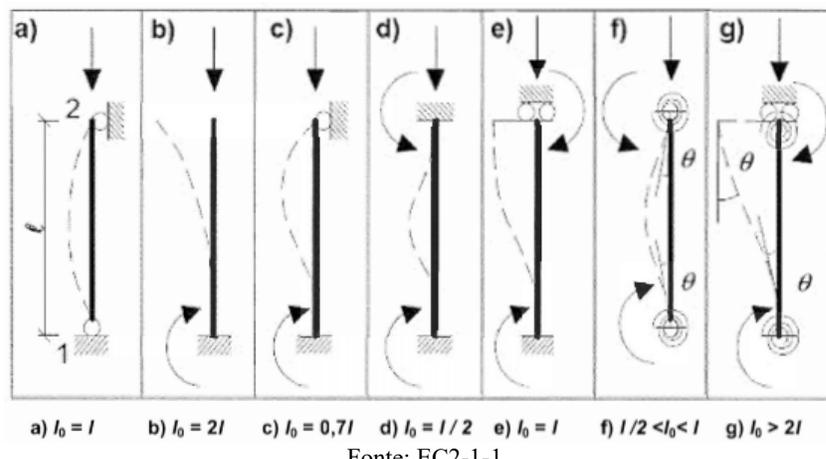
λ_x = índice de esbeltez relacionado com o giro em torno do eixo x, dessa forma calculado com a dimensão h_y .

λ_y = índice de esbeltez relacionado com o giro em torno do eixo y, dessa forma calculado com a dimensão h_x .

h_x, h_y = dimensão da seção transversal do pilar na direção x e na direção y, respectivamente.

l_0 = comprimento efetivo, definido como sendo um comprimento usado para explicar a forma da curva de deformação, podendo também ser definido como comprimento de flambagem. A Figura 26 mostra exemplos de comprimentos efetivos para membros isolados. Nota-se que, diferentemente da norma brasileira, o EC2 não considera a geometria das peças no comprimento de flambagem e define como sendo a distância entre os eixos das vigas.

Figura 26 – Exemplos de diferentes modos de flambagem e o correspondente comprimento efetivo para membros isolados



Fonte: EC2-1-1

Quanto à esbeltez limite λ_{lim} , a norma (EC2-1-1, 5.8.3.1) recomenda o uso da equação (92). O anexo italiano adota esse valor recomendado de λ_{lim} .

$$\lambda_{lim} = \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}} \quad (92)$$

Onde:

- $A = \frac{1}{(1+0,2 \varphi_{ef})}$ (Se φ_{ef} não é conhecido, $A=0,7$ pode ser usado, isto é, $\varphi_{ef} = 2,14$).

- $B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (Se ω não é conhecido, $B=1,1$ pode ser usado).

- $C = 1,7 - r_m$ (Se r_m não é conhecido, $C=0,7$ pode ser usado).

Sendo:

ω é a taxa de reforço, isto é, $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$, sendo A_s a área total de armadura longitudinal.

n é a força normal relativa, isto é, $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, sendo N_{Ed} a força normal de cálculo.

r_m é a relação entre momentos, dada por $r_m = M_{01} / M_{02}$, sendo M_{01} e M_{02} os momentos de primeira ordem nas extremidades e $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Se os momentos nas extremidades apresentarem tensões no mesmo lado, r_m deve ser tomado como positivo (isto é, $C \leq 1,7$), caso contrário, como negativo (isto é, $C > 1,7$). Ainda, para elementos não contraventados e para elementos contraventados nos quais o momento de primeira ordem é causado apenas ou predominantemente por imperfeições geométricas ou carregamento transversal, r_m deve ser tomado como $r_m=1,0$.

φ_{ef} é a fluência efetiva, cujo cálculo está apresentado no item 5.8.4 do EC2. Para fins desse trabalho, φ_{ef} será tomado como 2,14, a menos que esse efeito possa ser ignorado ($\varphi_{ef} = 0$) desde que, segundo o EC2, as seguintes condições sejam atendidas:

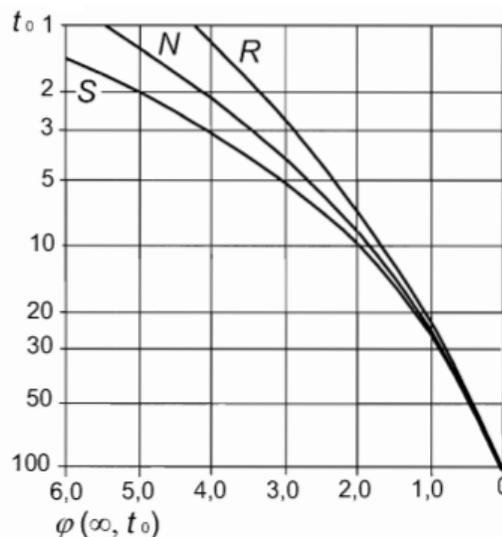
- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$ (condição atendida considerando que o concreto já tenha 28 dias quando carregado, conforme Figura 27 onde as classes S, N e R são relacionadas com a velocidade de cura do cimento)

$$- \lambda \leq 75$$

$$- M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$$

Sendo $\varphi(\infty, t_0)$ o coeficiente final de fluência, M_{0Ed} o momento de primeira ordem e h a altura da seção na direção correspondente.

Figura 27 – Coeficiente final de fluência de acordo com a idade do concreto (em dias) no carregamento



Fonte: EC2-1-1

9.2.1.2 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

Para os casos em que os efeitos locais de segunda ordem não podem ser desprezados pelo critério apresentado em 9.2.1.1 eles devem ser levados em conta no dimensionamento dos pilares. A norma (EC2-1-1, 5.8.5) apresenta dois métodos simplificados para análise destes efeitos em elementos isolados como no caso de pilares, além de um método geral baseado em uma análise não linear. Os métodos simplificados são:

- a) Método baseado na rigidez nominal (EC2 - 5.8.7.2)
- b) Método baseado na curvatura nominal (EC2 - 5.8.8)

Mantendo o mesmo critério aplicado para a norma brasileira, apenas o método da curvatura será aqui explicitado. De acordo com o EC2 (5.8.8), este método fornece o valor do momento de 2ª ordem baseado no comprimento efetivo e na estimativa de máxima curvatura. Define que o momento de cálculo é dado pela equação (93).

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (93)$$

Onde M_{0Ed} é o momento de cálculo de primeira ordem e M_2 é o momento de 2ª ordem.

A norma permite, para membros sem cargas aplicadas entre os seus extremos, considerar um momento de primeira ordem equivalente no extremo, ao invés de considerar os dois momentos nas extremidades M_{01} e M_{02} , calculado conforme a equação (94).

$$M_{0d,e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (94)$$

Em que M_{01} e M_{02} devem ter o mesmo sinal se tracionam o mesmo lado, e sinais opostos caso contrário; além disso, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

O momento de segunda ordem M_2 é dado pela equação (95).

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (95)$$

Onde e_2 é a excentricidade de segunda ordem = $(1/r) l_0^2/c$, $1/r$ é a curvatura e c é um fator que depende da distribuição da curvatura e, para seções constantes pode ser tomado como $c = 10$ ($\approx \pi^2$, representando uma curvatura senoidal).

Quanto ao valor da curvatura, para membros com seções transversais constantes, $1/r$ é dado por:

$$\frac{1}{r} = K_{ra} K_{\varphi} \frac{1}{r_0} \quad (96)$$

Em que:

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d = altura útil da seção

K_{ra} = fator de correção dependente da carga axial, dada pela equação (97).

K_{φ} = fator que considera o efeito de fluência, dada pela equação (98).

$$K_{ra} = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (97)$$

$$K_{\varphi} = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (98)$$

Onde:

$n_u = 1 + \omega$, sendo ω a taxa de reforço definida anteriormente.

n_{bal} representa o valor de n (força normal relativa) na resistência máxima ao momento, cujo valor pode ser tomado como $n_{bal} = 0,4$.

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$$

9.2.2 Esforços atuantes nos pilares

A norma europeia estabelece que as imperfeições geométricas locais nos membros isolados, como no caso de pilares, devem ser consideradas para o dimensionamento dos mesmos e que há duas formas de levar isto em conta: como uma excentricidade ou como uma força horizontal na posição que ocasiona o máximo momento.

Para o caso de pilares que não estão em balanço, a norma indica uma simplificação para a consideração das imperfeições geométricas ao estabelecer uma excentricidade $e_1 = l_0 / 400$. Esta excentricidade multiplicada pelo esforço normal atuante resulta no momento relacionado com o desaprumo local do pilar, que deve ser somado ao momento obtido na análise dos pórticos, aumentando, em módulo, o momento total atuante.

Além disso, a mesma norma também define que para seções transversais sob ação de forças de compressão é necessário considerar uma excentricidade mínima $e_0 = h / 30 \geq 20\text{mm}$, onde h é a altura da seção na direção considerada. Dessa forma, o momento mínimo de cálculo a ser considerado no dimensionamento de pilares pela norma europeia é dado pela equação (99).

$$M_{1d,min} = N_{Ed} e_0 \quad (99)$$

Logo, o momento utilizado no dimensionamento deve ser o maior valor absoluto entre o momento mínimo $M_{1d,min}$ e o momento total obtido somando-se os momentos vindos da análise do pórtico com o momento relacionado as imperfeições geométricas locais.

9.2.3 Verificação da resistência à compressão do concreto

De forma semelhante ao apresentado para a norma brasileira, a seção será verificada quanto à resistência a compressão. O EC2 (3.1.7) define que para o dimensionamento de seções transversais, o diagrama tensão/deformação para o concreto apresentado na Figura 28 deve ser

considerado, definindo que a resistência à compressão no concreto simples é atingida em $\sigma_c = f_{cd}$, sendo que para $f_{ck} \leq 50$ MPa, $\varepsilon_{c2} = 2\%$ e $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$.

Entretanto, o EC2 (3.1.6) também define que o valor de cálculo da resistência à compressão f_{cd} deve ser calculado conforme a equação (100).

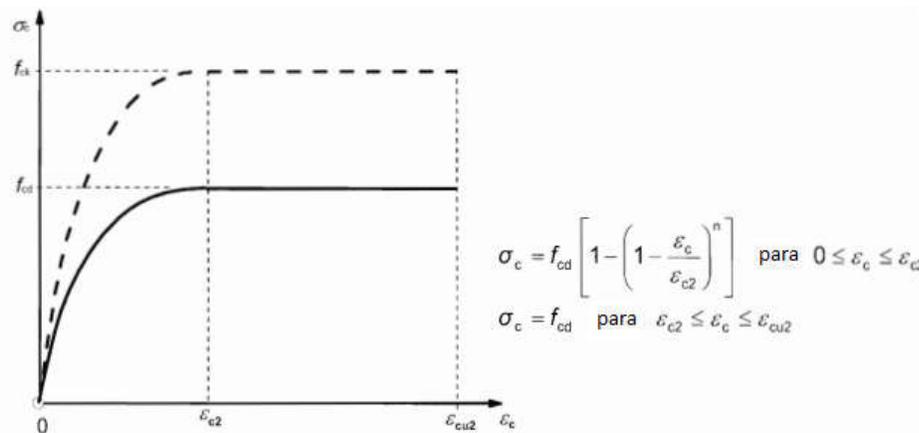
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (100)$$

Onde:

- γ_c é o coeficiente de segurança parcial do concreto que, como apresentado no item 4.5, vale $\gamma_c = 1,5$

- α_{cc} é o coeficiente que considera os efeitos da aplicação de cargas de longa duração na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes da forma de aplicação da carga. O valor adotado pelo anexo italiano é de $\alpha_{cc} = 0,85$ (igual ao adotado na norma brasileira)

Figura 28 – Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: EC2-1-1

A verificação será feita considerando também a contribuição do aço para a resistência à compressão, de forma que a resistência do concreto armado será estimada pela equação (101).

$$\sigma_{cd} = f_{cd} + \rho f_{yd} \quad (101)$$

Onde:

σ_{cd} = resistência de cálculo à compressão da seção de concreto armado.

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto, calculado pela equação (100).

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

ρ = taxa de armadura na seção transversal ($=A_s/A_c$).

Para a verificação da máxima resistência à compressão da seção será considerada a maior taxa de armadura possível que, segundo o EC2 (9.5.2), também é de $\rho=4\%$ (valor adotado pelo anexo italiano). Para que a seção resista aos esforços de compressão, a expressão (104) deve ser satisfeita, sendo que A_c representa a área da seção transversal de concreto:

$$\sigma_{cd} \geq \frac{N_d}{A_c} \quad (102)$$

9.2.4 Cálculo da área de aço necessária

O cálculo da área de aço necessária para a seção transversal dos pilares também será feito com o auxílio dos mesmos ábacos citados anteriormente, seguindo o mesmo procedimento explicado no item 9.1.4.

10 RESULTADOS

Neste capítulo serão discutidos os resultados obtidos no estudo de caso realizado. Inicialmente, serão discutidas as diferenças e semelhanças dos métodos de cálculo dos capítulos iniciais, que incluíam as definições de carregamento vertical e horizontal e a análise de estabilidade global. Por fim, serão comparados os procedimentos para pilares e os valores que foram obtidos no dimensionamento dos mesmos, comparando as áreas de aço necessárias para os pilares considerados para as normas brasileiras e europeias.

10.1 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

O primeiro ponto de comparação serão os pesos específicos dos materiais, definidos nas figuras 4 (norma brasileira) e tabela 5 (norma europeia) do capítulo 4. Enquanto a norma brasileira trata de definir valores para os pesos específicos, a norma europeia fornece, em geral, intervalo de valores aceitáveis para considerar. Quanto aos materiais considerados no trabalho, nota-se que:

- a) Para o concreto armado, ambas as normas estabelecem 25 kN/m^2 como o seu peso específico.
- b) Para as argamassas de cimento e areia e argamassas de cimento, areia e cal, o valor definido pela norma brasileira é o valor médio do intervalo da norma europeia.
- c) Para as alvenarias, a norma europeia define apenas que o peso específico deve ser maior que 10 kN/m^2 e indica o uso de uma norma específica para alvenarias, enquanto a norma brasileira estabelece valores mínimos a serem considerados que são maiores que os 10 kN/m^2 .

Quanto às cargas acidentais em edifícios residenciais, a norma brasileira apresenta maior diferenciação entre seus valores. Enquanto a norma europeia define que a menor carga acidental a ser considerada em pisos e escadas deve ser de 2 kN/m^2 , a norma brasileira diferencia seus valores para área residencial, definindo $1,5 \text{ kN/m}^2$ para dormitórios, salas, cozinhas e banheiros, 2 kN/m^2 para área de serviço e lavanderias, e $2,5$ ou 3 kN/m^2 para escadas. Com isso percebe-se que a norma europeia é mais cautelosa na definição das cargas em pisos residenciais, mas menos cautelosa em relação às escadas. No presente trabalho, conforme mostrado no apêndice 2 e apresentado aqui na Tabela 10, as cargas consideradas nas lajes foram sempre a maior entre as duas abordagens, visto que a diferença entre elas era pequena.

Tabela 10 – Resumo dos valores das cargas nas lajes pelas duas normas

Cargas em kN/m ²	L6=L7		L1=L2=L4=L8=L9		L5		L3=L10	
	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC	NBR	Ec
Atuante	5,09	5,09	5,61	6,11	7,09	6,09	6,96	7,46
Considerada	5,09		6,11		7,09		7,46	

Fonte: O autor

10.2 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DECORRENTES DO VENTO

Como se pode notar pelo item 5.1 do presente trabalho, os procedimentos de cálculo não são parecidos. Para citar algumas diferenças, pode-se analisar inicialmente as expressões finais para o cálculo das forças no edifício, dadas pelas equações (10) para a NBR e (11) para o EC. Em ambas as expressões, a força é obtida multiplicando-se um coeficiente relacionado com a geometria do edifício, uma área de referência e a pressão causada pelo vento.

A primeira das diferenças vem da definição da pressão causada pelo vento. Enquanto a norma europeia considera essa pressão como sendo a pressão dinâmica de pico, q_p , calculada em uma altura específica (altura de referência) tendo assim um valor único, a norma brasileira considera que a pressão dinâmica, q , é variável ao longo da altura da edificação.

Uma outra diferença relevante é a consideração por parte da norma europeia do chamado fator estrutural, c_{sd} , inexistente na norma brasileira. Esse fator, que leva em consideração a ausência de simultaneidade de pressões de velocidade de pico e de vibração da estrutura causada pela turbulência, tem seu valor máximo em 1,0, de forma que, sempre que ele for menor que 1,0, ele diminui as forças geradas pela ação do vento na estrutura.

Quanto aos resultados obtidos para as forças horizontais devida ao vento, apresentadas no apêndice 2 e resumidas na Tabela 11, percebe-se que os valores calculados pela norma brasileira são maiores que os calculados pela norma europeia. A tabela também apresenta as razões entre os valores obtidos nas duas normas e o valor médio das mesmas para cada direção. Ao compararmos estes últimos valores (0,67 para a direção x e 0,72 para a direção y) com o fator estrutural para cada direção ($c_{sd,x} = 0,91$ e $c_{sd,y} = 0,89$) percebe-se que a consideração deste fator não é a única diferença entre as abordagens, e sim o procedimento como um todo.

Tabela 11 – Comparativo entre as forças de vento entre as duas normas

Forças:		Forças na direção x - F_x [kN]			Forças na direção y - F_y [kN]			
Pavto	NBR	EC	Razão EC/NBR	Pavto	NBR	EC	Razão EC/NBR	
10	41,51	25,47	0,61	10	55,73	41,42	0,74	
9	40,13	25,47	0,63	9	53,88	41,42	0,77	
8	38,65	25,47	0,66	8	51,89	41,42	0,80	
7	37,03	25,47	0,69	7	49,72	41,42	0,83	
6	35,25	25,47	0,72	6	47,32	28,36	0,60	
5	33,25	22,46	0,68	5	44,64	28,36	0,64	
4	30,96	20,33	0,66	4	41,56	28,36	0,68	
3	29,58	20,33	0,69	3	39,71	28,36	0,71	
2	29,58	20,33	0,69	2	39,71	28,36	0,71	
1	29,58	20,33	0,69	1	39,71	28,36	0,71	
Valor médio das razões em x:			0,67	Valor médio das razões em y:			0,72	

Fonte: O autor

10.3 COMPARATIVO DO PROCEDIMENTO DE DETERMINAÇÃO DO DESAPRUMO GLOBAL

Fazendo uma análise das expressões apresentadas no item 5.2 deste trabalho para as normas aqui estudadas, percebe-se que as equações são exatamente iguais, sendo apenas apresentadas de forma diferente, tanto que os valores obtidos no cálculo das imperfeições geométricas globais para o edifício foram os mesmos para as duas abordagens, conforme apresentado no apêndice 2, cujos valores ficaram em $H=7,10$ kN.

A principal diferença vem dos critérios adotados pelas normas. Enquanto a norma brasileira permite desconsiderar os efeitos do desaprumo quando estes forem menores que 30% da ação do vento, a norma europeia não faz nenhuma referência à possibilidade de desprezá-los. Desta forma, os efeitos do desaprumo são considerados nas combinações de ações, aumentando os esforços horizontais atuantes, o que, de certa forma, acaba compensando um pouco os menores valores das forças originárias do vento pela norma europeia.

A Tabela 12 apresenta as razões entre os valores obtidos nas duas normas e o valor médio das mesmas para cada direção quando são somados os efeitos resultantes desaprumo da edificação na norma europeia. Entretanto, cabe ressaltar que nas combinações de ações as cargas resultantes do desaprumo global foram consideradas como permanentes no presente trabalho, enquanto as cargas decorrentes do vento foram consideradas como cargas acidentais, tendo assim coeficientes de ponderação diferentes, sendo tratadas separadamente.

Tabela 12 – Comparativo das forças horizontais totais (vento + desaprumo) entre as duas normas

Forças:	Fx - Considerando desaprumo			Fy - Considerando o desaprumo				
	Pavto	NBR	EC	Razão EC/NBR	Pavto	NBR	EC	Razão EC/NBR
10	41,51	32,57		0,78	10	55,73	48,52	0,87
9	40,13	32,57		0,81	9	53,88	48,52	0,90
8	38,65	32,57		0,84	8	51,89	48,52	0,94
7	37,03	32,57		0,88	7	49,72	48,52	0,98
6	35,25	32,57		0,92	6	47,32	35,46	0,75
5	33,25	29,56		0,89	5	44,64	35,46	0,79
4	30,96	27,43		0,89	4	41,56	35,46	0,85
3	29,58	27,43		0,93	3	39,71	35,46	0,89
2	29,58	27,43		0,93	2	39,71	35,46	0,89
1	29,58	27,43		0,93	1	39,71	35,46	0,89
Valor médio das razões em x:				0,88	Valor médio das razões em y: 0,88			

10.4 COMPARATIVO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO

Quanto à estabilidade global, ambas as normas adotam o mesmo critério geral: se os efeitos de segunda ordem forem menores que 10% dos efeitos de primeira ordem eles podem ser desprezados. Referente as equações definidas para o cálculo da estabilidade global do edifício apresentado no capítulo 6 para as duas normas, pode-se manipular matematicamente a equação (41) do parâmetro α da norma brasileira e reescreve-la como:

$$N_k = \alpha^2 \frac{E_{cs} I_c}{H^2} \quad (103)$$

Ao compararmos essa expressão com a equação (45), que define a estabilidade global para a norma europeia, percebe-se que, da equação (103), o termo α^2 é “substituído” pelo termo:

$$k_1 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (104)$$

Outro ponto de distinção entre as normas refere-se à componente relativa à rigidez do edifício para o cálculo da estabilidade global. Enquanto a norma brasileira deixa explícita a

Estudo Comparativo entre as Normas Brasileira e Europeia no Dimensionamento de Pilares de Concreto Armado: Estudo de Caso

possibilidade de considerar, para o caso de pórticos, a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, a norma europeia estabelece apenas que a rigidez do edifício é obtida pelo somatório das rigidezes dos elementos de contraventamento.

No presente trabalho, como definido no item 6.2 deste trabalho, o procedimento adotado foi o da norma brasileira, isto é, considerar a rigidez de um pilar equivalente para cada pórtico visto que essa situação representa melhor a realidade. Para isso, aplicou-se uma carga no topo do pórtico obtendo-se um deslocamento, a relação entre esses valores definiu a rigidez do pórtico.

Quanto aos valores obtidos na aplicação prática, nota-se, pela análise da Tabela 13, que a razão entre o valor de α calculado e o valor limite α_1 é 0,59 na direção x e 0,65 na direção y, enquanto a razão entre os parâmetros equivalentes para a norma europeia é 0,32 para a direção x e 0,40 para a direção y, o que mostra que a norma brasileira deixa menor margem entre o calculado e o limite para edifícios desse porte, tendo maior chance de exigir a consideração dos efeitos de segunda ordem global para o edifício.

Tabela 13 – Comparativo dos parâmetros de estabilidade entre as duas normas

Parâmetros de estabilidade global				
Calculado	Direção	Calculado	Limite	Razão
NBR	x	0,29	0,50	0,59
	y	0,33	0,50	0,65
EC	x	24604,50	76667,38	0,32
	y	24604,50	61455,20	0,40

Fonte: O autor

10.5 COMPARATIVO ENTRE AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Como apresentado no apêndice 5, a norma brasileira gerou, para o presente trabalho, 7 combinações de carregamento possíveis para serem analisados, enquanto a norma europeia gerou 3. Isso se deve ao fato de que a norma brasileira exige que se leve em conta as excentricidades do vento em um edifício (como apresentado no item 5.1.1.6), fazendo com que a força de arrasto em cada face deva ser aplicada em 3 posições: centrada em relação à face, excêntrica à direita e excêntrica à esquerda, diferentemente da norma europeia, que não faz referência quanto a essa necessidade.

Quanto às combinações em si, duas diferenças são notadas:

a) A primeira se refere aos valores dos coeficientes aplicados às cargas permanentes e acidentais. Para as cargas permanentes a norma brasileira adota o coeficiente de 1,4, enquanto a norma europeia adota 1,35. Já para cargas acidentais, a norma brasileira mantém o valor do coeficiente em 1,4, enquanto a europeia utiliza 1,5.

b) A segunda refere-se ao desaprumo global, conforme anteriormente salientado. Enquanto a norma brasileira permite desconsiderá-lo em casos específicos (ver item 5.2.1 Norma Brasileira – NBR 6118) a norma europeia não trata dessa possibilidade e, portanto, ele foi considerado. Outro fator é que a norma europeia não especifica se o desaprumo deve ser tratado como carga permanente ou acidental sendo que para o presente trabalho a primeira opção foi a escolhida.

A Tabela 14 apresenta as combinações de ações consideradas para cada norma. Nela, V representa as cargas verticais que, conforme apresentado no apêndice 5 engloba todos os esforços verticais, sejam eles permanentes ou acidentais⁷; W_x e W_y representam os esforços decorrentes do vento nas direções x e y , respectivamente e D_x e D_y representam o desaprumo global nas direções x e y .

Tabela 14 – Combinações de ações consideradas para cada norma

Combinações de ação segundo a Norma Brasileira	
Caso	Combinação
1	$F_d = 1,4 V$
2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$
2.1	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (com $e_x = 0$)
2.2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (excêntrica à direita)
2.3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (excêntrica à esquerda)
3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$
3.1	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (com $e_y = 0$)
3.2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (excêntrica à direita)
3.3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (excêntrica à esquerda)
Combinações de ação segundo a Norma Europeia	
Caso	Combinação
4	$F_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y$

⁷ Por se tratar de um trabalho bastante manual, optou-se pela não diferenciação das cargas permanentes e acidentais verticais, reduzindo assim as combinações existentes a serem verificadas.

5	$F_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y + 1,5 W_x$
6	$F_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y + 1,5 W_y$

Fonte: O Autor

10.6 COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES

O estudo comparativo entre as normas brasileira e europeia visa determinar as diferenças e as semelhanças no procedimento de dimensionamento de pilares de concreto armado, tendo como ponto final a comparação entre as áreas de aço obtidas para as duas abordagens.

Para tal, foram escolhidos alguns dos pilares do edifício residencial do estudo de caso deste trabalho. A escolha desses pilares visava contemplar diferentes possibilidades de posicionamento dos mesmos, de forma que os pilares P10, P16, P20 e P21 foram os selecionados. O posicionamento desses pilares pode ser visto na figura A41 do apêndice 9, enquanto o desenho esquemático dos pórticos considerados pode ser visto nas figuras A10 e A11 do apêndice 3. Além disso, apenas um dentre os dez trechos (dez pavimentos) destes pilares foi dimensionado, sendo escolhido o trecho entre a 3ª e 4ª lajes para tal.

Quanto ao procedimento de cálculo dos mesmos, de um modo geral, pode ser dito como semelhante entre as normas consideradas, tendo apenas diferenciações nos equacionamentos utilizados e em alguns critérios considerados. A seguir serão comparadas as particularidades de cada norma nos diferentes itens abordados ao longo deste trabalho.

10.6.1 Índice de esbeltez e índice esbeltez limite

A forma de abordar a necessidade ou não de considerar os efeitos locais de segunda ordem no dimensionamento dos pilares é a mesma: calcula-se um índice de esbeltez para cada direção que é comparado com um valor limite, se o valor calculado ficar abaixo dele estes efeitos podem ser desprezados. As diferenças aparecem apenas nos equacionamentos dos mesmos.

Para o cálculo do índice de esbeltez as duas normas utilizam uma expressão muito similar entre si, sendo a definição do comprimento de flambagem a única diferença. Enquanto a norma brasileira define, para um pilar biapoiado, o seu valor como o menor entre $l_0 + h$ e l , conforme apresentado no item 9.1.1.1, a norma europeia fixa esse valor em l , conforme Figura

20. Isso faz com que os valores obtidos para o índice de esbeltez segundo a norma europeia sejam sempre maiores ou iguais aos obtidos pela norma brasileira, ficando a favor da segurança.

Quanto ao índice de esbeltez limite, as abordagens das normas são bem diferentes. A norma brasileira define que o valor limite, λ_1 , é dependente da excentricidade relativa de 1ª ordem (e_1/h), da vinculação dos extremos do pilar e da forma do diagrama de momentos de 1ª ordem, o que é expresso pela equação (75). Já a norma europeia apresenta uma formulação mais complexa, considerando a fluência do concreto e a taxa de reforço existente. Como alguns desses dados são desconhecidos inicialmente, ela define alguns valores que podem ser usados para o cálculo do índice de esbeltez limite, o qual chama de λ_{lim} .

A Tabela 15 apresenta os valores obtidos desses parâmetros na aplicação prática ao edifício residencial do estudo de caso (apêndice 8). Ao analisá-la, nota-se que na direção x os valores limites para o índice de esbeltez pela norma europeia foram maiores que as da norma brasileira, e o contrário acontece na direção y, com exceção do pilar P16. Quanto à possibilidade de desprezar os efeitos locais de segunda ordem, as duas normas tiveram resultados similares, exceto para o pilar P21, no qual tais efeitos poderiam ser desprezados segundo a norma brasileira, mas devem ser levados em conta no dimensionamento pela norma europeia.

Tabela 15 – Comparação dos valores dos parâmetros de esbeltez obtidos para as normas brasileira e europeia

PILAR	Direção x						Direção y					
	NBR			EC			NBR			EC		
	λ_x	λ_{1x}	2a Ordem?	λ_x	$\lambda_{lim,x}$	2a Ordem?	λ_y	λ_{1y}	2a Ordem?	λ_y	$\lambda_{lim,y}$	2a Ordem?
P10	16	35	NÃO	16	45	NÃO	37	68	NÃO	40	46	NÃO
P16	38	35	SIM	42	41	SIM	23	35	NÃO	23	40	NÃO
P20	49	35	SIM	55	42	SIM	17	65	NÃO	17	41	NÃO
P21	23	35	NÃO	23	43	NÃO	47	67	NÃO	55	43	SIM

Fonte: O autor

10.6.2 Momentos mínimos

As duas normas estabelecem valores mínimos de excentricidades que devem ser consideradas relacionadas ao possível desaprumo dos pilares, excentricidades estas que levam aos valores de momentos fletores mínimos. A norma brasileira define que essa excentricidade

deve ser de 1,5 cm mais uma parcela dependente das dimensões da seção transversal do pilar, conforme equações (81) e (82).

A norma europeia, por sua vez, vai além. Ela estabelece que os momentos de primeira ordem advindos da análise estrutural do edifício devem sempre ser somados a um momento fletor relacionado com as imperfeições geométricas locais nos membros isolados. Esse momento fletor é obtido ao considerar uma excentricidade e_1 cujo valor é definido no item 9.2.2. Além disso, após somar-se estes momentos deve-se ainda compará-lo com um momento fletor mínimo, obtido ao considerar-se uma excentricidade e_0 , que deve ser maior que 2cm, conforme apresentado no mesmo item.

A Tabela 16 mostra os valores de momentos mínimos obtidos no apêndice 8 para o estudo de caso deste trabalho. Como se pode perceber pela análise desta tabela, os momentos mínimos calculados pela norma europeia resultam em menores valores se comparados com a norma brasileira. Porém, conta “a favor” da norma europeia, em questão de segurança, a necessidade de somar-se o momento devido as imperfeições geométricas com o momento obtido no modelo estrutural e somente após isso comparar com o momento mínimo mostrado na Tabela 16.

Tabela 16 – Comparação dos momentos mínimos obtidos para as normas brasileira e europeia

Momento fletor mínimo [kN.m]				
Pilar	Direção x		Direção y	
	NBR	EC	NBR	EC
P10	86,53	51,62	57,18	47,65
P16	48,07	39,56	48,07	39,56
P20	40,49	37,81	64,56	37,81
P21	40,94	27,22	64,56	27,22

Fonte: O autor

10.6.3 Cálculo dos momentos resultantes dos efeitos locais de segunda ordem

As duas normas apresentam diversos métodos para esse cálculo, mas, para fins deste trabalho, foi adotado o método baseado na curvatura nominal para ambas. De forma geral, as duas abordagens definem a mesma expressão geral, equação (105), os momentos totais resultantes, sendo a soma de uma parcela vinda dos esforços de primeira ordem, chamado aqui de $M_{d,e}$, com o momento de segunda ordem M_2 :

$$M_d = M_{d,e} + M_2 \quad (105)$$

Quanto à essa parcela relacionada aos esforços de primeira ordem, as duas normas seguem a mesma ideia, mas a apresentam de forma diferente. Enquanto a norma brasileira define que essa parcela é composta por $\alpha_b M_{1d,A}$ a norma europeia diz que é dada por um momento equivalente $M_{0d,e}$. Porém, ao analisar a expressão desse momento equivalente, equação (94), percebe-se que na realidade é a mesma expressão de α_b , mostrando que o procedimento é o mesmo. A única diferença nessa questão é que, enquanto a norma brasileira define que em casos em que o momento mínimo é maior que o momento de primeira ordem o valor de α_b deve ser tomado como 1,0, enquanto a norma europeia não cita nada a respeito.

Já o momento de segunda ordem, M_2 , apresenta a mesma formulação geral para ambas as normas, equações (78) e (95), sendo que as diferenças aparecem na definição da curvatura $1/r$, em que a norma europeia apresenta uma formulação mais elaborada que considera dois fatores, sendo um de correção da carga axial e um que leva em conta o efeito de fluência, como pode ser visto na equação (96), diferentemente da norma brasileira, que apresenta uma formulação mais simples para o mesmo parâmetro, equação (79).

A Tabela 17 abaixo mostra os valores dos momentos de segunda ordem, M_2 , obtidos para os pilares em que os efeitos locais de segunda ordem foram considerados segundo as duas normas. Nota-se que os valores obtidos para a norma brasileira são bem superiores aos obtidos pela norma europeia. Essa diferenciação é consequência das diferenças no cálculo da curvatura $1/r$, em que a norma europeia resulta em valores menores para tal.

Tabela 17 – Comparação dos momentos de segunda ordem gerados pelas normas brasileira e europeia

Momento de segunda ordem, M2 [kN.m]			
Pilar	Direção	NBR	EC
P16	x	23,31	6,11
P20	x	28,64	11,62

Fonte: O autor

10.6.4 Comparativo das áreas de aço obtidas para os pilares dimensionados pelas duas normas

O processo de dimensionamento apresentado no apêndice 8 seguiu a mesma linha para cada uma das normas, diferenciando-se apenas nos equacionamentos considerados. Após a obtenção dos esforços finais, a área de aço necessária para cada pilar foi obtida através de ábacos de flexão.

Como as combinações de ações obtidas são consideravelmente diferentes entre as normas, não seria possível basear a comparação apenas nos esforços obtidos para os pilares, até porque os ponderadores de minoração da resistência do concreto também são diferentes entre si. Buscou-se então um parâmetro que pudesse ser comparado de forma a tirar algumas conclusões sobre o dimensionamento de pilares entre essas diferentes normas e o parâmetro escolhido foi a área de aço.

Após todas as etapas apresentadas no presente trabalho, foi possível definir os esforços finais atuantes em cada pilar, sendo eles compostos pelo esforço normal e pelos momentos fletores nas duas direções. Com estes esforços e com o uso de ábacos de flexão, chegou-se às áreas de aço.

Os esforços para cada pilar mostrados nas figuras foram obtidos conforme apresentado no apêndice 8, onde foram seguidas as etapas apresentadas no capítulo 9. O cálculo para decidir se os efeitos locais de 2ª ordem poderiam ser desprezados ou não são também apresentadas no apêndice 8, seguindo o procedimento apresentado no capítulo 9 e cujos resultados são resumidos em tabelas à seguir, onde é feita uma análise comparativa para cada um dos pilares.

10.6.4.1 Pilar P10

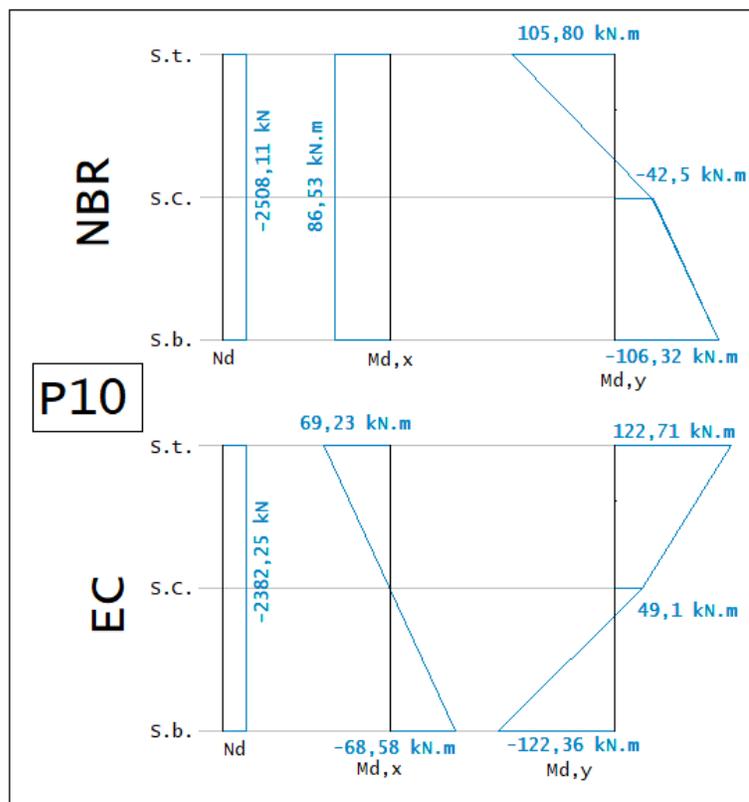
As informações relevantes deste pilar para ambas as normas se encontram resumidas na Tabela 18, enquanto os esforços finais para seu dimensionamento, também para as duas normas, estão mostrados na Figura 29. O P10, conforme mostrado na figura A 41 do apêndice 9, é um pilar de extremidade. Nota-se que este pilar teve suas dimensões alteradas no decorrer do trabalho, estando apresentado abaixo suas dimensões finais.

Tabela 18 – Definições gerais para o dimensionamento do P10

P10			
Direção x		Direção y	
h_x (cm)	26	h_y (cm)	65
Norma	Efeitos locais de 2º ordem	Norma	Efeitos locais de 2º ordem
NBR	Desprezados	NBR	Desprezados
EC	Desprezados	EC	Desprezados

Fonte: O autor

Figura 29 – Esforços para dimensionamento do P10



Fonte: o autor

Quanto aos diferentes esforços finais entre as normas, deve-se levar em consideração a diferença na combinação crítica de carregamento. Enquanto para a norma brasileira a combinação crítica para esse pilar é o caso 3.2, referente à situação com carregamento horizontal excêntrico do vento na direção y, para a norma europeia é o caso 6, referente à situação com carregamento horizontal do vento na direção x.

Fazendo uma relação entre os esforços normais de cálculo para o P10 entre as normas, percebe-se que a diferença fica em apenas 5% (maior para a norma brasileira). Já para o momento em torno do eixo x, para o qual a norma brasileira, diferentemente da norma europeia, toma como sendo o mínimo, a diferença entre os valores considerados fica em torno de 25% (maior para a norma brasileira). Por fim, para o momento em torno do eixo y, a diferença entre os esforços fica em torno de 15% (maior para a norma europeia).

Tendo em mãos esses esforços, com o uso dos ábacos de flexão, foi possível obter a área de aço necessária para estes dois carregamentos para o pilar P10, valores estes apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Áreas de aço obtidas para P10 de acordo com as duas normas

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo	
	1		2		3		5	
								
Norma	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC
As necessário (cm ²)	21,7	29,2	20,4	25,7	20,0	25,3	21,2	25,7
Diferença entre as normas (%)	34,6%		25,7%		26,4%		20,8%	
Diferença média (%)	26,9%							
Possível escolha de bitolas	20 φ 12.5mm	20 φ 16mm	8 φ 20mm	8 φ 25mm	6 φ 25mm	6 φ 25mm	10 φ 20mm	10 φ 20mm
As utilizado (cm ²)	24,6	40,2	25,1	39,3	29,5	29,5	31,4	31,4
As,utilizado / As,necessário	1,14	1,38	1,23	1,53	1,47	1,17	1,48	1,22

Fonte: O autor

10.6.4.2 Pilar P16

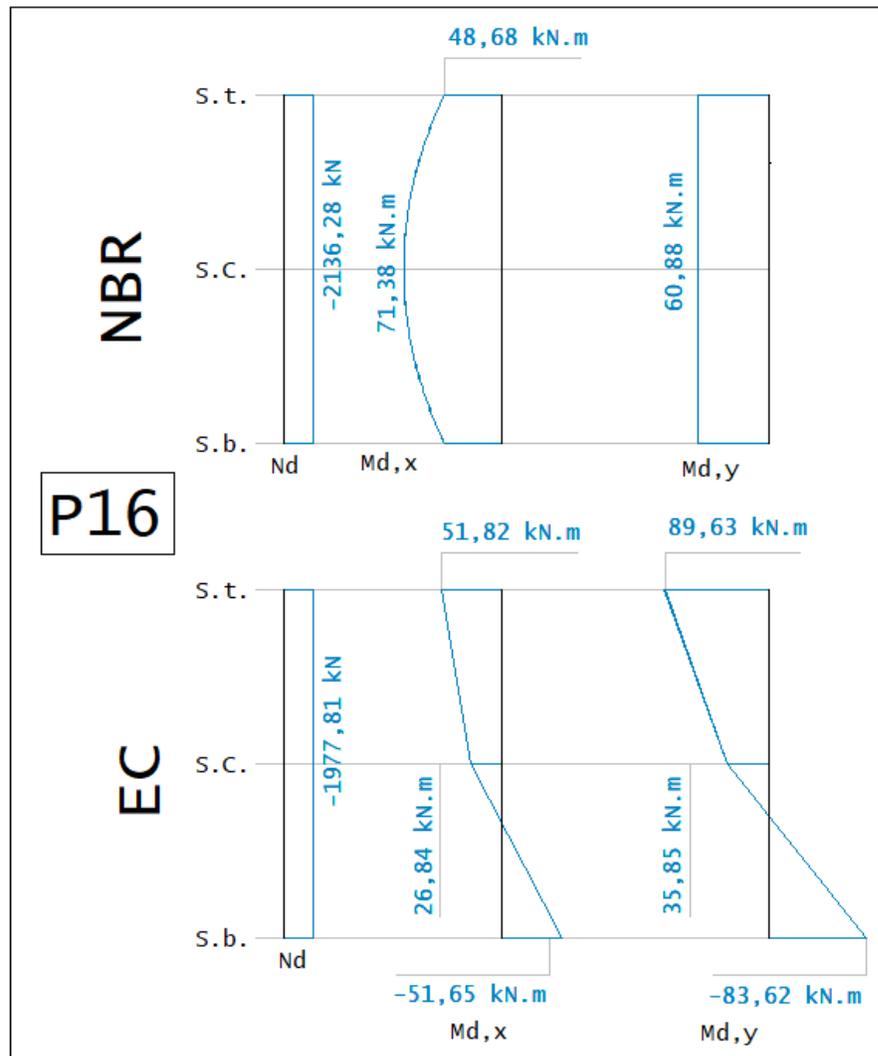
As informações relevantes deste pilar para ambas as normas se encontram resumidas na Tabela 20, enquanto os esforços finais para seu dimensionamento, também para as duas normas, estão mostrados na Figura 30. O P16, conforme mostrado na figura A 41 do apêndice 9, é um pilar intermediário.

Tabela 20 – Definições gerais para o dimensionamento do P16

P16			
Direção x		Direção y	
h_x (cm)	45	h_y (cm)	25
Norma	Efeitos locais de 2º ordem	Norma	Efeitos locais de 2º ordem
NBR	Considerados	NBR	Desprezados
EC	Considerados	EC	Desprezados

Fonte: O autor

Figura 30 – Esforços para dimensionamento do P16



Fonte: O autor

Para o pilar P16, a combinação crítica para a norma brasileira também é a 3.2, referente à situação com carregamento horizontal excêntrico do vento na direção y, já para a norma europeia é o caso 4, relativo à situação sem carregamento horizontal devido a ação do vento, tendo apenas os carregamentos verticais.

Fazendo uma relação entre os esforços normais de cálculo para o P16 entre as normas, percebe-se que a diferença fica em apenas 5% (maior para a norma brasileira). Já para o momento em torno do eixo x, para o qual a norma brasileira, diferentemente da europeia, toma como sendo o mínimo, a diferença entre os valores considerados fica em torno de 25% (maior para a norma brasileira). Por fim, para o momento em torno do eixo y, a diferença entre os esforços fica em torno de 15% (maior para a norma europeia).

Tendo em mãos esses esforços, com o uso dos ábacos de flexão foi possível obter a área de aço necessária para estes dois carregamentos para o pilar P16, valores estes apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Áreas de aço obtidas para P16 de acordo com as duas normas

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo	
	2		3		5		6	
Norma	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC
As necessário (cm ²)	27,7	25,1	26,6	24,0	26,9	24,6	26,9	24,8
Diferença entre as normas (%)	9,6%		9,6%		8,7%		7,7%	
Diferença média (%)	8,9%							
Possível escolha de bitolas	8 φ 25mm	8 φ 20mm	6 φ 25mm	6 φ 25mm	10 φ 20mm	10 φ 20mm	8 φ 25mm	8 φ 20mm
As utilizado (cm ²)	39,3	25,1	29,5	29,5	31,4	31,4	39,3	25,1
As,utilizado / As,necessário	1,42	1,00	1,11	1,22	1,17	1,28	1,46	1,01

Fonte: O autor

10.6.4.3 Pilar P20

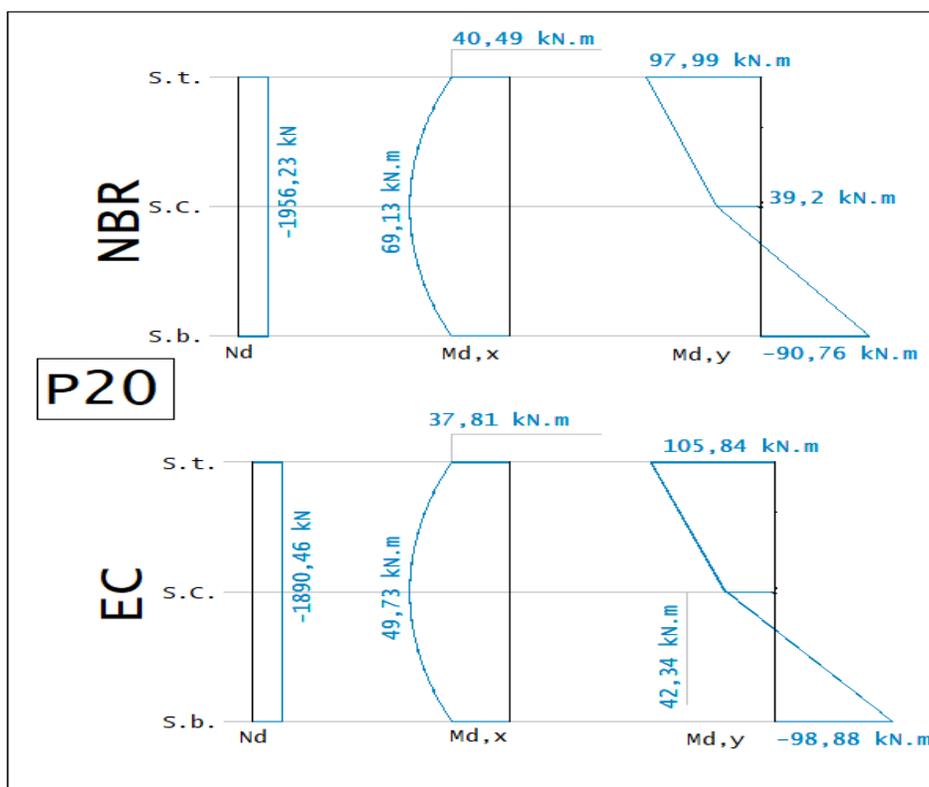
As informações relevantes deste pilar para ambas as normas se encontram resumidas na Tabela 22, enquanto os esforços finais para seu dimensionamento, também para as duas normas, estão mostrados na Figura 31. O P20, conforme mostrado na figura A 41 do apêndice 9, é um pilar de extremidade.

Tabela 22 – Definições gerais para o dimensionamento do P20

P20			
Direção x		Direção y	
h_x (cm)	60	h_y (cm)	19
Norma	Efeitos locais de 2° ordem	Norma	Efeitos locais de 2° ordem
NBR	Considerados	NBR	Desprezados
EC	Considerados	EC	Desprezados

Fonte: O autor

Figura 31 – Esforços para dimensionamento do P20

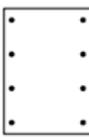


Fonte: O autor

Para o pilar P20, a combinação crítica para a norma brasileira é a 2.3, referente à situação com carregamento horizontal excêntrico do vento na direção x e para a norma europeia é o caso 5, referente à situação com carregamento horizontal do vento no centro geométrico da estrutura aplicado na direção x. Fazendo uma relação entre os esforços normais de cálculo para o P20 entre as normas, percebe-se que a diferença fica em 3,5% apenas (maior para a norma brasileira). Já para o momento em torno do eixo x, direção na qual são considerados os efeitos locais de segunda ordem para ambas as normas, a diferença entre os valores considerados fica em torno de 40% na seção central (maior para a norma brasileira). Por fim, para o momento em torno do eixo y, a diferença entre os esforços fica em torno de 8% (maior para a norma europeia).

Tendo em mãos esses esforços, com o uso dos ábacos de flexão, foi possível obter a área de aço necessária para estes dois carregamentos para o pilar P20, valores estes apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Áreas de aço obtidas para P20 de acordo com as duas normas

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo	
	1		2		3	
						
Norma	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC
As necessário (cm ²)	26,4	21,8	24,2	21,2	23,0	20,1
Diferença entre as normas (%)	17,6%		12,2%		12,6%	
Diferença média (%)	14,1%					
Possível escolha de bitolas	20 φ 16mm	20 φ 12.5mm	8 φ 20mm	8 φ 20mm	6 φ 25mm	6 φ 25mm
As utilizado (cm ²)	40,2	24,6	25,1	25,1	29,5	29,5
As,utilizado / As,necessário	1,52	1,13	1,04	1,18	1,28	1,46

Fonte: O autor

10.6.4.4 Pilar P21

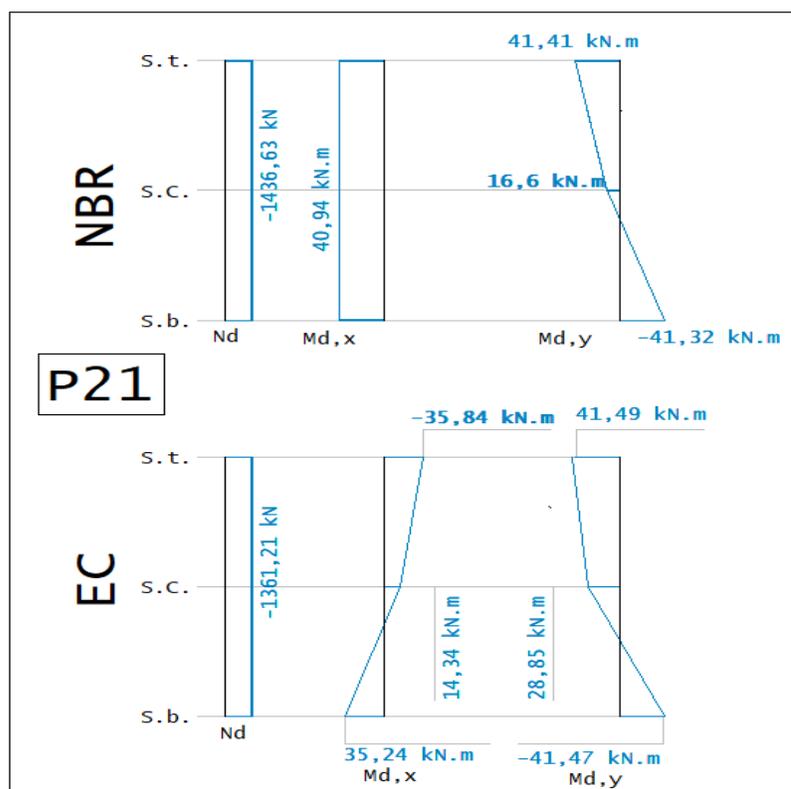
As informações relevantes deste pilar para ambas as normas se encontram resumidas na Tabela 24, enquanto os esforços finais para seu dimensionamento, também para as duas normas, estão mostrados na Figura 32. O P21, conforme mostrado na figura A 41 do apêndice 9, é um pilar de canto.

Tabela 24 – Definições gerais para o dimensionamento do P21

P20			
Direção x		Direção y	
h_x (cm)	19	h_y (cm)	45
Norma	Efeitos locais de 2° ordem	Norma	Efeitos locais de 2° ordem
NBR	Desprezados	NBR	Desprezados
EC	Desprezados	EC	Considerados

Fonte: O autor

Figura 32 – Esforços para dimensionamento do P21

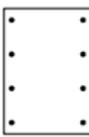


Fonte: O autor

Para o pilar P21, a combinação crítica para a norma brasileira é a 1, referente à situação sem carregamentos horizontais, apenas verticais, enquanto para a norma europeia é novamente o caso 5, referente à situação com carregamento horizontal do vento no centro geométrico da estrutura aplicado na direção x. Fazendo uma relação entre os esforços normais de cálculo para o P21 entre as normas, percebe-se que a diferença fica em 5,5% apenas (maior para a norma brasileira). Já para o momento em torno do eixo x, direção na qual a norma brasileira toma o valor mínimo como o momento final, a diferença entre os valores considerados fica em torno de 14% na seção de topo (maior para a norma brasileira). Por fim, para o momento em torno do eixo y os momentos são praticamente iguais, mesmo que os esforços locais de segunda ordem tenham sido considerados em apenas uma das normas (no caso, a europeia).

Tendo em mãos esses esforços, com o uso dos ábacos de flexão, foi possível obter a área de aço necessária para estes dois carregamentos para o pilar P21, valores estes apresentados na Tabela 25

Tabela 25 – Áreas de aço obtidas para P21 de acordo com as duas normas

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo		Nº do Arranjo		Nº do Arranjo	
	1		2		3	
						
Norma	NBR	EC	NBR	EC	NBR	EC
As necessário (cm ²)	18,5	19,3	16,9	18,1	16,9	16,9
Diferença entre as normas (%)	3,9%		7,3%		0,3%	
Diferença média (%)	3,9%					
Possível escolha de bitolas	20 φ 12.5mm	20 φ 12.5mm	8 φ 20mm	8 φ 20mm	6 φ 20mm	6 φ 20mm
As utilizado (cm ²)	24,6	24,6	25,1	25,1	18,8	18,8
As,utilizado / As,necessário	1,33	1,28	1,49	1,39	1,12	1,11

Fonte: O autor

10.6.4.5 Considerações Finais

A Tabela 26 apresenta de forma resumida as diferenças médias entre as áreas de aço exigidas pelo cálculo dos pilares por cada uma das normas, bem como qual das normas é a crítica para cada pilar analisado. Ao analisar a tabela, pode-se observar que:

a) Para o P10, a diferença média entre as áreas de aço necessárias ficou em 26,9%, sendo está uma diferença muito grande. Nesse pilar, o cálculo pela norma europeia exige maior área de aço do que a norma brasileira, fazendo com que em dois dos quatro arranjos considerados as escolhas das bitolas sejam diferentes entre as normas e nos outros dois arranjos a razão $A_{s,utilizado}/A_{s,necessário}$ mostra que a escolha daquelas bitolas é devido a limitação das opções de bitola de aço CA-50 comumente utilizadas no Brasil, ficando a seção mais armada do que o necessário, principalmente, pela norma brasileira.

b) Para o pilar P16, a diferença média entre as áreas de aço obtidas é de 8,9%, sendo este um valor considerável. Nesse pilar, as áreas de aço calculadas pela norma brasileira são superiores as da norma europeia e, como pode ser visto na Tabela 21, provoca diferença nas escolhas de bitolas em dois dos quatro arranjos de armaduras testados.

c) Para o pilar P20, a diferença média entre as áreas de aço obtidas ficou em 14,1%, podendo ser classificada como uma discrepância grande. Nesse pilar, o cálculo pela norma brasileira levou a necessidade de áreas de aço maiores que a norma europeia. Apesar disso, como pode ser visto na Tabela 23, apenas em um dos arranjos a escolha das bitolas é diferenciada entre as normas, entretanto, para os outros dois arranjos, os valores da razão $A_{s,utilizado}/A_{s,necessário}$ mostram que as seções, principalmente pela norma europeia, ficam mais armadas do que o necessário, devido a limitação das opções de bitolas de aço CA-50.

d) Para o pilar P21, as diferenças entre as áreas de aço obtidas pelas duas normas podem ser consideradas pequenas, com um valor médio menor que 5%. Nesse pilar, as áreas de aço necessárias são ligeiramente maiores calculando pela norma europeia do que pela norma brasileira, porém, como pode ser visto na Tabela 25, essa diferença não chega a provocar diferenças na escolha das bitolas para a armação do pilar em nenhum dos três arranjos testados.

Tabela 26 – Diferença em % das áreas de aço necessárias pelas duas normas

Pilar	Diferença média entre As, NBR e As,EC	Norma que exigiu maior área de armadura
P10	26,9%	EC
P16	8,9%	NBR
P20	14,1%	NBR
P21	3,9%	EC

Fonte: O autor

É claro que a análise de 4 pilares em um edifício específico de porte médio compõe uma amostragem muito reduzida, porém, de qualquer forma, mesmo sendo uma amostragem pequena, ela é suficiente para notar que existem sim diferenças consideráveis no resultado final do dimensionamento de pilares pelas duas normas, como se pode ver, especialmente, nos pilares P10 e P20.

Essa desconformidade nos valores obtidos é consequência da discrepância entre as normas no procedimento como um todo, isto é, nas diferenças existentes nas diversas etapas até o dimensionamento final. Além disso, a diferença em alguns critérios adotados pelas normas, como, por exemplo, a diferença nos ponderadores que majoram as cargas permanentes e acidentais (o que gera casos de carregamento completamente diferentes entre elas) e nos que minoram a resistência do concreto, são grandes influenciadores dos resultados finais.

Sendo assim, é possível concluir que não há como garantir que pilares dimensionados conforme a norma brasileira sejam executados em projetos na Europa e que irão obedecer aos requisitos de segurança das estruturas que a convenção de normas europeias (o *Eurocode*) define, e o mesmo pode ser dito da situação contrária, isto é, pilares dimensionados conforme a norma europeia não necessariamente cumprem os requisitos de segurança estrutural no Brasil.

11 CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste trabalho possibilitou a análise das diversas etapas existentes no processo de dimensionamento de pilares sem o uso de softwares estruturais avançados para duas abordagens diferentes: a da norma brasileira e a da norma europeia. Percebeu-se que em praticamente todas estas etapas existem diferenças entre as normas, de forma que resultam em dimensionamentos finais diferentes para os mesmos pilares.

Dentre as maiores discrepâncias pode-se destacar as formas de obtenção das cargas horizontais devido à ação do vento. A norma europeia utiliza alguns critérios e conceitos diferentes da norma brasileira equivalente, levando a discrepâncias consideráveis nas forças finais obtidas.

Cabe ressaltar também os critérios de minoração da resistência do concreto e majoração das cargas acidentais e permanentes. Enquanto o primeiro afeta alguns cálculos durante todo esse processo, o segundo cria situações de combinações de ações totalmente diferentes entre as normas, levando a esforços também diferentes para um mesmo pilar.

Quanto ao dimensionamento em si dos pilares mediante definição dos esforços atuantes, as normas apresentam um procedimento semelhante de análise, no entanto, particularidades nos equacionamentos levam à resultados diferenciados.

Tomando como base o estudo de caso desse trabalho, um edifício residencial de médio porte, conclui-se que existe diferença nos procedimentos de cálculo de pilares entre as normas e que estas levam a dimensionamentos diferentes para os mesmos, não sendo aconselhável utilizar a norma europeia para o cálculo de pilares a serem executados no Brasil e vice-versa com garantia de igualdade nos requisitos de segurança estrutural.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118. (2014). Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.
- ABNT NBR 6120. (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- ABNT NBR 6123. (1988). Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR 8681. (2004). Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.
- APPENDICI NAZIONALI ITALIANO. (s.d.). Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici. Fonte: <https://www.gazzettaufficiale.it/eli/gu/2013/03/27/73/so/21/sg/pdf>
- ARAÚJO, J. (2014). *Curso de Concreto Armado, Volumes 1,2,3 e 4, 4ª edição*.
- BASTOS, P. (2017). Pilares de Concreto Armado. *Notas de Aula - Disciplina de Estruturas de Concreto II, faculdade de engenharia, departamento de engenharia civil - Universidade Estadual Paulista - UNESP*.
- BENINCÁ, M. E. (2016). Comparação entre Modelos de Análise Estrutural de Edifícios em Concreto Armado: Estudo de Caso. *Trabalho de Diplomação - Escola de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre / RS. Fonte: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/159614>
- BESSA, V. (2015). Lajes. *Apostila da disciplina de Projeto de Estruturas em Concreto Armado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre.
- CAMPOS FILHO, A. (2014). Projeto de lajes maciças de concreto armado. *Apostila da disciplina de concreto armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul*.
- DI PIETRO, J. E. (2000). O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro. *Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina*. Florianópolis / SC.
- ELLWANGER, R. (2002). Estruturas de Edifícios Altos - Departamento de Engenharia Civil - UFRGS.
- EN 1990. (s.d.). Eurocode - Basis of structural design.
- EN 1991-1-1. (2002). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- EN 1991-1-4. (2005). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Wind actions.

- EN 1992-1-1. (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- PARIZOTTO, L. (2015). Dimensionamento de vigas e lajes em concreto armado segundo a ABNT NBR 6118:2014 e a NF EN 1992-1-1:2005: estudo comparativo. *Trabalho de conclusão de curso pela Universidade Federal do Rio Grande do sul*. Porto Alegre. Fonte: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/138354>
- MELO, P. R. (2013). Pré-Dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para Auxílio à Concepção de Projetos Arquitetônicos. *Dissertação de Mestrado em Engenharia - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia*. Uberlândia.
- PINHEIRO, L. (2007). Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. *Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas - USP*.
- PINHEIRO, L., BARALDI, L., & POREM, M. (1994). Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua. *Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - USP*. São Carlos. Fonte: http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm
- VENTURINI, W. (1987). Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta. *Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - USP*. São Carlos. Fonte: http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm

**APÊNDICE 1 – MEMORIAL DE CÁLCULO: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS
ELEMENTOS ESTRUTURAIS**

Neste item serão descritos os critérios para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais utilizados neste estudo de caso. O pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares serão baseados em estimativas iniciais comuns no Brasil. Às vezes, após verificações, o pré-dimensionamento precisa ser alterado até chegar nas dimensões finais que satisfaçam requisitos estruturais e de serviço para a edificação. Quanto mais apurado for o pré-dimensionamento, menores as chances de alterações, que, sendo significativas, exigem nova análise estrutural.

A.1.1.- Lajes

O pré-dimensionamento de uma laje é a definição de sua espessura. No presente trabalho, em que o foco é a análise de pilares e estabilidade do edifício e não o dimensionamento em si das lajes, será utilizado o critério da NBR 6118 de 1980 (não mais vigente) que dispensava o cálculo das flechas desde que fosse utilizado um d maior ou igual ao obtido na equação (106).

$$d \geq \frac{l}{\psi_2 \psi_3} \quad (106)$$

Sendo:

d = altura útil da laje

l = menor vão da laje

ψ_2 = constante que depende das condições de apoio e da relação entre os vãos.

ψ_3 = constante que depende do tipo de aço utilizado.

Com o valor da altura útil e acrescentando o cobrimento e o raio estimado da armadura, estimar-se-ia a altura da laje (h). Porém, como sugerido por BESSA (2015), o valor obtido pela equação (106) será utilizado como o próprio valor da altura da laje (h), já que esse método é bem conservativo.

Os valores de ψ_3 são obtidos com a Tabela A 1 dependendo do tipo de aço utilizado. Como no presente trabalho será considerado aço CA-50 e lajes maciças, $\psi_3=25$.

Tabela A 1 – Valores de ψ_3

	Valores de ψ_3	
Aço	Vigas e Lajes nervuradas	Lajes maciças
CA-25	25	35
CA-32	22	33
CA-40	20	30
CA-50	17	25
CA-60	15	20

Fonte: NBR 6118/1980

Enquanto os valores de ψ_2 são determinados com a Figura A 1 para lajes armadas em uma direção (vão maior/vão menor ≥ 2), na figura A 2 são determinados para lajes armadas em duas direções (vão maior/vão menor < 2).

Figura A 1 – Valor de ψ_2 para lajes armadas em uma direção

Vigas e Lajes armadas em uma direção		Valores de ψ_2
Em balanço		0,5
Simplemente apoiadas		1,0
Continua		1,2
Duplamente Engastada		1,7

Fonte: NBR 6118/1980

Figura A 2 – Valor de ψ_2 para lajes armadas em duas direções

Fonte: NBR 6118/1980

Sendo l_x o maior vão e l_y o menor vão. O número superior é o valor de ψ_2 para $l_x/l_y=1$, enquanto o número inferior é o valor de ψ_2 para $l_x/l_y=2$ ou maior, exceto nos casos assinalados com asterisco. Para valores intermediários de l_x/l_y , deve-se interpolar linearmente. O processo de pré-dimensionamento das lajes é apresentado na Tabela A 2.

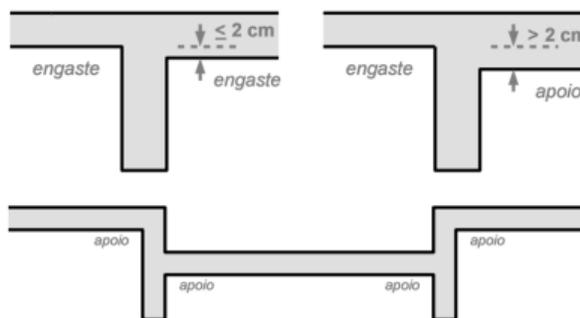
No presente trabalho, definiu-se que as espessuras das lajes deveriam seguir as espessuras mínimas de lajes maciças da norma brasileira (NBR 6118, 13.2.4.1) que são:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;

- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;

Quanto à vinculação, as lajes foram consideradas como simplesmente apoiadas quando se apoiavam sobre vigas que não possuíam lajes adjacentes. Nos casos em que existia lajes adjacentes, os critérios de vinculação são os apresentados na Figura A 3:

Figura A 3 – Continuidade de lajes maciças



Fonte: Adaptado de Campos Filho (2014)

Tabela A 2 – Pré-dimensionamento das lajes

Laje	LM (maior vão) (m)	Lm (menor vão) (m)	LM / Lm	Apoiada em	Vinculação	ψ_2	ψ_3	d calc (cm)	h adotado (cm)
1	4,4	4,3	1,02	2 Direções		1,80	25	9,6	10
	Na direção x	Na direção y							
2	4,75	4,3	1,10	2 Direções		1,94	25	8,9	10
	Direção x	Na direção y							
3	8,19	6,96	1,18	2 Direções		1,73	25	16,1	16
	Na direção x	Na direção y							
4	5,31	2,66	2,00	1 Direção		1,00	25	10,6	10
	Na direção y	Na direção x							
5	2,55	1,91	1,34	2 Direções		1,29	25	5,9	12
	Na direção x	Na direção y							
6	3,83	3,33	1,15	2 Direções		1,74	25	7,7	8
	Na direção x	Na direção y							
7	5,31	1,76	3,02	1 Direção		1,20	25	5,9	8
	Na direção y	Na direção x							
8	4,4	4,3	1,02	2 Direções		1,70	25	10,1	10
	Na direção x	Na direção y							
9	4,75	4,3	1,10	2 Direções		1,83	25	9,4	10
	Na direção x	Na direção y							
10	8,19	6,96	1,18	2 Direções		1,73	25	16,1	16
	Na direção x	Na direção y							

Fonte: O Autor

Observação: A laje L5 teve sua espessura definida de forma a manter a mesma espessura da escada (ver apêndice 2) e para o seu cálculo, as lajes L3 e L10 foram consideradas retangulares.

A.1.2- Vigas

O dimensionamento de uma viga de seção retangular consiste na determinação da largura e da altura da mesma. Como na maioria dos casos, neste trabalho a largura das vigas

foram determinadas em função das espessuras das paredes determinadas no projeto arquitetônico.

A altura das vigas será estimada a partir de relações entre a altura da viga (h) e o seu vão (L) sugeridas por Pinheiro (2007) para concreto armado, conforme mostrado na Tabela A 3 a seguir:

Tabela A 3 – Critérios de pré-dimensionamento de vigas relacionando o vão médio (L) e altura estimada da viga (h)

Vigas contínuas internas	Vigas contínuas externas ou bi-apoiadas	Vigas em balanço
$h_{est}=L/12$	$h_{est}=L/10$	$h_{est}=L/5$

Fonte: O autor

Ainda, para a aplicação destes equacionamentos, foi necessário definir inicialmente, nos cruzamentos entre vigas, qual viga se apoia em qual viga, para definição dos vãos. Isso acontece em 2 cruzamentos: entre V5 e V13 (definiu-se que V13 se apoia na V5) e V2 e V13 (igualmente, V13 se apoia na V2).

Tabela A 4 – Pré-dimensionamento das vigas

Fonte: O autor

Viga	largura (cm)	h adotado (cm)
1	19	60
2	19	50
3	19	50
4	14	40
5	19	50
6	19	60
7	19	50
8	19	50
9	14	40
10	14	40
11	19	50
12	14	30
13	14	50
14	14	40
15	19	50

A.1.3- Pilares

O pré-dimensionamento de pilares é o processo que visa determinar as dimensões em planta para que ele resista aos esforços à que está submetido. Calcula-se a área estimada como necessária para cada pilar e, tendo uma das dimensões previamente definida por questões arquitetônicas, determina-se a dimensão faltante. Se necessário os pilares devem ser posteriormente redimensionados para que cumpram com suas funções estruturais adequadamente.

No presente trabalho, o pré-dimensionamento foi feito através da equação (107) sugerida por Melo (2013), fornecendo uma primeira estimativa da área necessária para cada pilar, conforme segue:

$$A_c = \left(\frac{N_d}{\sigma_{id}} \right) \cdot \gamma_{corr} \quad (107)$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal estimada para o pilar, em cm^2 ;

N_d : força normal de cálculo estimada, em kN;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto, em kN/cm^2

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot (f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd}) \quad (108)$$

ρ : taxa de armadura ($0,4\% \leq \rho \leq 4\%$), sendo que será adotado um valor de 2%.

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto, em kN/cm^2 ;

f_{sd} : tensão no aço para a deformação de 0,2%.

γ_{corr} : fator de correção relacionado ao posicionamento do pilar, levando em conta os momentos fletores atuantes. Os valores considerados para este trabalho estão indicados na Tabela A 5.

Tabela A 5 – Fator de correção γ_{corr}

Posicionamento do pilar	Fator de correção γ_{corr}
Canto	2,5
Extremidade	2,2
Intermediário	1,8

Fonte: BENINCÁ, 2016

A Tabela A 6 apresenta valores típicos de σ_{id} para aço CA-50 e $\rho=2\%$:

Rodrigo Zardo Lorenzon. Porto Alegre: Curso de Engenharia Civil/EE/UFRGS, 2019

Tabela A 6 – Valores de σ_{id} para aço CA-50 e $\rho=2\%$

fck (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
σ_{id} (kN/cm²)	2,03	2,33	2,63	2,93	3,22	3,52	3,82

Fonte: O autor

A estimativa de carga por pavimento para cada pilar será feita multiplicando uma taxa de carga para pavimentos tipo, considerada 10 kN/m², Di Pietro (2000), pela área de sua influência, conforme indicado Figura A 4. A carga total estimada (DI PIETRO, 2000) para cada pilar é a soma dos valores obtidos em cada pavimento.

As dimensões dos pilares devem ainda respeitar alguns critérios definidos pelas duas normas. A norma brasileira (NBR 6118, 13.3.3) define que o pilar não pode apresentar uma dimensão menor que 19 cm, porém permite que, caso necessário, considere-se as dimensões entre 14cm e 19cm, desde que se multiplique os esforços no pilar por um coeficiente adicional γ_n , conforme indicado na Tabela A 7. De qualquer forma, define que a área da seção transversal mínima deve ser de 360 cm². Ainda, conforme (NBR 6118, 14.4.2.4) para que o pilar não seja considerado pilar-parede, a relação entre a maior e a menor dimensão do pilar não deve ser maior do que 5.

A norma europeia não apresenta restrições quanto às dimensões mínimas, porém define (EC2-1-1, 9.5.1) que para não ser considerado pilar-parede, a relação entre a maior e a menor dimensão do pilar não deve ser maior do que 4. Como no presente trabalho não serão considerados pilares-parede, as dimensões dos pilares deverão respeitar a relação crítica de 1:4, definida pelo Eurocode 2.

Tabela A 7 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-paredes

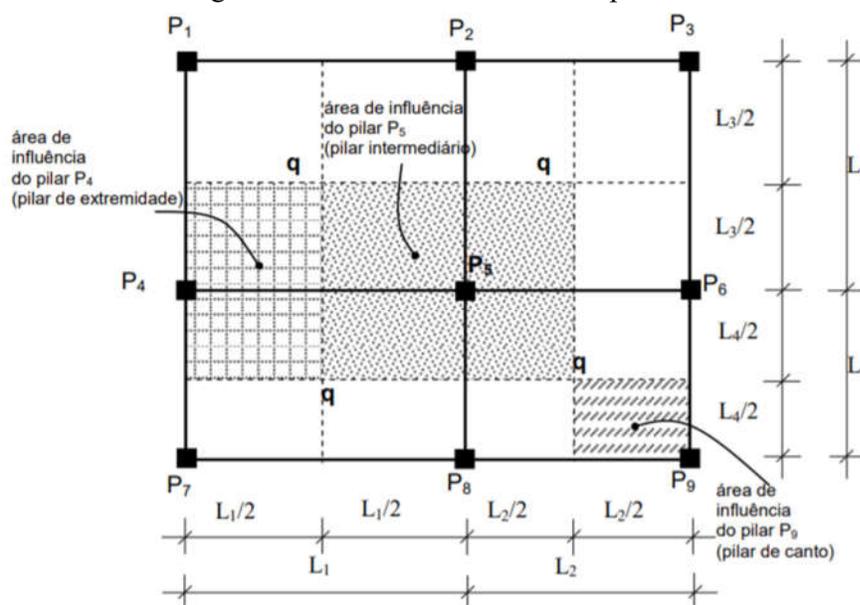
b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118

Figura A 4 – Área de influência de pilares



Fonte: Di Pietro (2000)

Para o presente trabalho, definiu-se que o menor valor possível para a maior dimensão do pilar seria de 40 cm, de forma a aumentar a rigidez da estrutura. Além disso, alguns pilares tiveram suas dimensões afetadas pela geometria do pavimento, como no caso dos pilares P7 e P15. As dimensões finais dos pilares são mostradas à seguir, na Tabela A 8.

Tabela A 8 – Dimensões adotadas para os pilares

Nome do Pilar	Área de concreto estimada necessária	Dimensões adotadas (cm)		Área de concreto adotada	Relação entre dimensões
	Ac (cm ²)	hx	hy	Ac (cm ²)	
P1=P18	412	19	40	760	2
P2=P19	778	50	19	950	3
P3=P20	1098	60	19	1140	3
P4=P21	766	19	45	855	2
P5=P13	502	19	40	760	2
P6	678	40	25	1000	2
P7	976	100	25	2500	4
P8=P16	1069	45	25	1125	2
P9=P17	729	40	19	760	2
P10	691	40	19	760	2
P11	205	19	40	760	2
P12	391	14	40	560	3
P14	568	40	25	1000	2
P15	586	100	25	2500	4

Fonte: O autor

APÊNDICE 2 – MEMORIAL DE CÁLCULO: CARGAS ATUANTES

A.2.1- CARGAS VERTICAIS:

Neste item serão descritas as cargas para as lajes conforme cada uma das normas. Os carregamentos permanentes são definidos de acordo com os pesos específicos dos materiais, conforme apresentado no capítulo 4, e indicados na Tabela A 9 abaixo. Para tal, foram considerados uma camada de contrapiso de argamassa com 3 cm, piso cerâmico com 1 cm de espessura e 1 cm de argamassa de assentamento para o mesmo, paredes divisórias de gesso acartonado com 10 cm de espessura e, por último, forro de gesso com 1 cm de espessura.

Tabela A 9 – Peso Específico dos Materiais utilizados

Camada	Espessura (cm)	Peso
Argamassa Revestimento	3	19 kN/m ³
Argamassa Assentamento	1	21 kN/m ³
Piso Cerâmico	1	18 kN/m ³
Forro de Gesso	1	12,5 kN/m ³
Parede de Gesso	10	0,4 kN/m ²

Fonte: O Autor

Nota-se que os valores usados e apresentados na Tabela A 9 são os indicados na NBR 6120/1980. Isso se deve ao fato de que estes valores se encontram nos intervalos de densidades destes materiais no EC1, permitindo que fossem usados os mesmos valores de cálculo. Quanto às cargas acidentais, foram considerados os valores conforme o uso para cada laje. Quando a laje inclui dois usos diferentes, foi considerado o pior carregamento entre eles. A Tabela A 10 apresenta as cargas verticais consideradas nas lajes para cada uma das normas.

Tabela A 10 – Cargas atuantes nas lajes conforme as duas normas

Cargas em kN/m ²	L6=L7		L1=L2=L4=L8=L9		L5		L3=L10	
	NBR	<i>Eurocode</i>	NBR	<i>Eurocode</i>	NBR	<i>Eurocode</i>	NBR	<i>Eurocode</i>
Argamassa Revestimento	0,57		0,57		0,57		0,57	
Argamassa Assentamento	0,21		0,21		0,21		0,21	
Piso Cerâmico	0,18		0,18		0,18		0,18	
Forro de Gesso	0,13		0,125		0,125		0,125	
Peso próprio	2		2,5		3		4	
Paredes Gesso	0		0,52		0		0,38	
Carga Acidental	2	2	1,5	2	3	2	1,5	2
Total (kN/m²)	5,09	5,09	5,61	6,11	7,09	6,09	6,96	7,46

Fonte: O Autor

Como é possível observar pela Tabela A 10 a diferença entre os carregamentos verticais definidos pelas duas normas é pequena, ficando entre 0 e 1 kN/m², dependendo da laje. Sendo assim, para as próximas etapas, foi definido apenas um carregamento (o maior deles) para cada laje, considerando as duas normas, como apresentado na Tabela A 11.

Tabela A 11 – Definição das cargas atuantes em cada laje

Carga Total (kN/m ²)	L6=L7	L1=L2=L4=L8=L9	L5	L3=L10
		5,09	6,11	7,09

Fonte: O autor

A.2.2 - CARGAS HORIZONTAIS

A.2.2.1 – Cargas Horizontais devidas ao vento

A.2.2.1.1– Norma Brasileira – NBR 6123

Os dados utilizados para o cálculo das forças de arrasto em cada pavimento, para cada direção, são apresentados a seguir:

Dimensões da edificação: $d_x=17,5\text{m}$ (para vento em y) e $d_y=14,1\text{m}$ (para vento em x).

Velocidade básica do vento: Porto Alegre/RS, $V_0 = 46 \text{ m/s}$.

Terreno plano: $S_1=1$

Edifício residencial: $S_3=1$

Localizado no centro de grande cidade, com altura maior que 50m, encaixando-se na categoria V e na classe B.

Para cálculo do fator S_2 foi utilizado a equação (9) apresentada no item 5.1.1.2, com $F_R=0,98$, $b=0,73$ e $p=0,16$

Não foram considerados efeitos de vizinhança e considerou-se vento de baixa turbulência.

Dessa forma, as excentricidades de aplicação do vento em relação ao centro geométrico da edificação são dadas por:

- Direção x: $e_x = 0,075 \times 17,45 \text{ m} = 1,31 \text{ m}$

- Direção y: $e_y = 0,075 \times 14,10 \text{ m} = 1,06 \text{ m}$

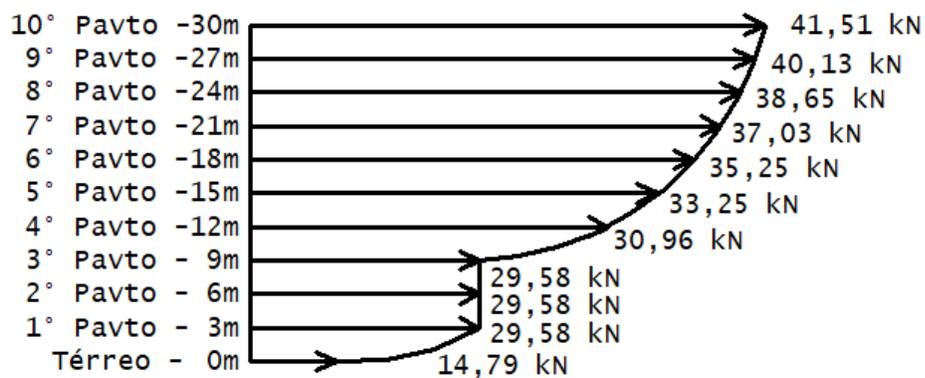
Vento na direção x:

Tabela A 12 – Cálculo das forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção x pela norma brasileira

Direção x - Fx						
z(m)	S2	Vk (m/s)	q (N/m ²)	A,inf (m ²)	Ca	Fx (kN)
0	0,72	33,12	672,42	21,15	1,04	14,79
3	0,72	33,12	672,42	42,30	1,04	29,58
6	0,72	33,12	672,42	42,30	1,04	29,58
9	0,72	33,12	672,42	42,30	1,04	29,58
12	0,74	33,88	703,74	42,30	1,04	30,96
15	0,76	35,11	755,83	42,30	1,04	33,25
18	0,79	36,15	801,24	42,30	1,04	35,25
21	0,81	37,06	841,75	42,30	1,04	37,03
24	0,82	37,86	878,50	42,30	1,04	38,65
27	0,84	38,58	912,24	42,30	1,04	40,13
30	0,85	39,23	943,52	42,30	1,04	41,51

Fonte: O Autor

Figura A 5 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção x pela norma brasileira



Fonte: O autor

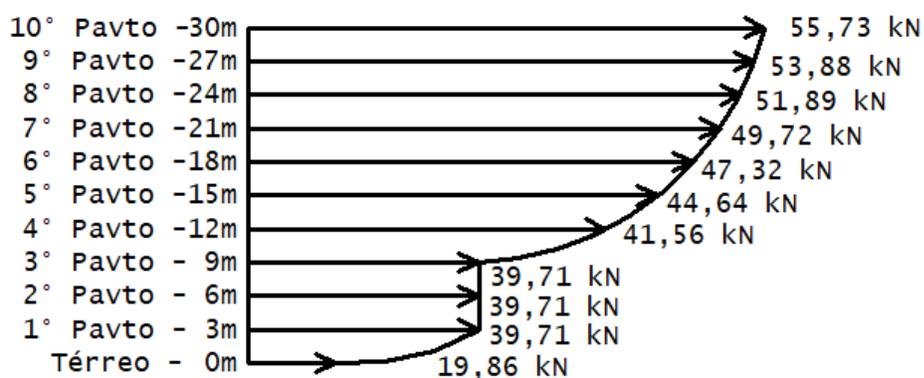
Vento na direção y:

Tabela A 13 – Cálculo das forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção y pela norma brasileira

Direção y - Fy						
z(m)	S2	Vk (m/s)	q (N/m ²)	A,inf (m ²)	Ca	Fy (kN)
0	0,72	33,12	672,42	26,25	1,13	19,86
3	0,72	33,12	672,42	52,50	1,13	39,71
6	0,72	33,12	672,42	52,50	1,13	39,71
9	0,72	33,12	672,42	52,50	1,13	39,71
12	0,74	33,88	703,74	52,50	1,13	41,56
15	0,76	35,11	755,83	52,50	1,13	44,64
18	0,79	36,15	801,24	52,50	1,13	47,32
21	0,81	37,06	841,75	52,50	1,13	49,72
24	0,82	37,86	878,50	52,50	1,13	51,89
27	0,84	38,58	912,24	52,50	1,13	53,88
30	0,85	39,23	943,52	52,50	1,13	55,73

Fonte: O autor

Figura A 6 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção y pela norma brasileira



Fonte: O autor

A.2.2.1.2 – Norma Europeia – EC 2-1-4:

As equações aqui utilizadas são apresentadas no item 5.1.2 do capítulo 5.

a) Vento na direção x:

i) Geometria do edifício: $b=14,1\text{m}$; $d=17,5\text{m}$; $H=30\text{m}$;

ii) Terreno categoria IV e plano – $k_r = 0,23$; $z_0 = 0,70\text{m}$; $z_{\min} = 12\text{m}$; $z_{\max}=200\text{m}$;
 $c_0=1$.

iii) Altura de cálculo das propriedades do vento (conforme definido na *Figura 12* do item 5.1.2.8

$$z_e=0,6 \times H = 0,6 \times 30\text{m} = 18\text{m}$$

iv) Velocidade fundamental do vento:

$$v_{b,0} = 0,414 \times 46 \text{ m/s} = 19,04 \text{ m/s,}$$

- Sendo que o coeficiente 0,414 foi obtido por interpolação através da tabela 22 da NBR 6123/1988, que normaliza as velocidades para diferentes durações da rajada (no caso, foi utilizado 10 minutos, categoria V, $z=18\text{m}$).

v) Velocidade fundamental do vento

$$v_b = 1,0 \times 1,0 \times 19,04 = 19,04 \text{ m/s.}$$

vi) Velocidade média do vento:

$$v_m(z=18\text{m}) = \left[0,23 \times \ln \frac{18}{0,70} \right] \times 1 \times 19,04 = 14,22 \text{ m/s}$$

vii) Intensidade da turbulência:

$$I_v(z=18\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{18}{0,7}\right)} = 0,31$$

viii) Pressão dinâmica de pico:

$$q_p = \left[1 + 7 \times 0,31 \right] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 14,22^2 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 398,97 \text{ Pa}$$

ix) Coeficiente de força c_f :

$$\frac{d}{b} = \frac{17,5}{14,1} = 1,24 \rightarrow c_{f0} = 2,0$$

$$\varphi = 1,0$$

$$\text{Se } h \geq 50 \rightarrow \lambda = 1,4 \frac{30}{14,1} = 2,98$$

$$\text{Se } h < 15 \rightarrow \lambda = 2,0 \frac{30}{14,1} = 4,26$$

$$\text{Para } h = 30m \rightarrow \lambda = 3,71$$

$$\psi_\lambda = 0,66$$

$$c_f = 2,0 \times 1,0 \times 0,66 = 1,32$$

x) Fator estrutural c_{sd} :

$$n_1 = \frac{1}{0,05 \cdot 30 + 0,015 \cdot 30} = 0,51$$

- Nota: a frequência natural do edifício foi calculada através do procedimento indicado na NBR 6123/1988, já que no *Eurocode* a formulação é válida apenas para edifícios com altura maior ou igual a 50m.

$$L_t (z_s = 18m) = 300 \times \left(\frac{18}{200} \right)^{0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,70)} = 62,39 \text{ m}$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{14,1 + 30}{62,39} \right)^{0,63}} = 0,58$$

$$f_L = \frac{0,51 \times 62,39}{14,22} = 2,25$$

$$S_L = \frac{6,8 \times 2,25}{[1 + 10,2 \times 2,25]^{\frac{5}{3}}} = 0,077$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 30}{62,39} \times 2,25 = 4,98$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 14,1}{62,39} \times 2,25 = 2,34$$

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{4,98} - \frac{1}{2 \cdot 4,98^2} \times (1 - e^{-2 \times 4,98}) = 0,181$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{2,34} - \frac{1}{2 \cdot 2,34^2} \times (1 - e^{-2 \times 2,90}) = 0,337$$

$$m_{\text{modal}} = 1162,30 \text{ kg/m}^2$$

- Nota: m_{modal} é a soma de todas as cargas por pavimento (peso próprio, acidental e alvenaria) dividido pela área de cada pavimento.

$$\mu_e = \frac{14,1 \cdot 17,50 \cdot 1162,30 \cdot 10}{30} = 95599,25 \text{ kg/m}$$

$$\delta = 0,1 + \frac{1,32 \cdot 1,25 \cdot 14,1 \cdot 14,22}{2 \cdot 0,51 \cdot 95599,25} + 0 = 0,103$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,103} \times 0,077 \times 0,181 \times 0,337 = 0,22$$

$$v_c = 0,51 \sqrt{\frac{0,22}{0,58+0,22}} = 0,27$$

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,27 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,27 \cdot 600)}} = 3,38$$

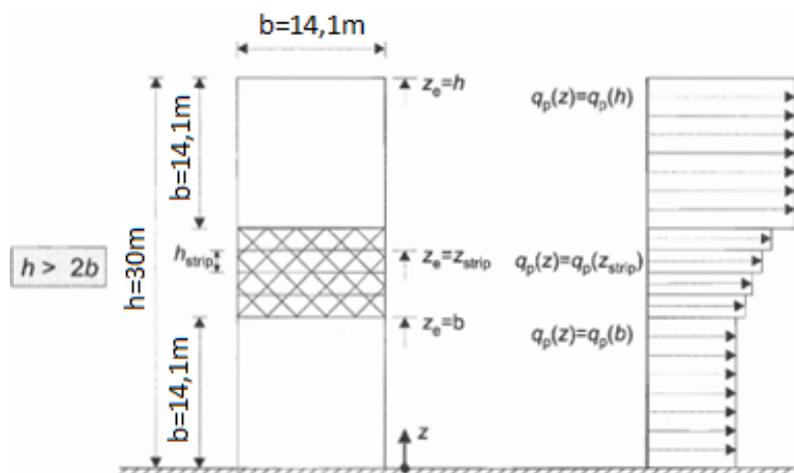
$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,38 \cdot 0,31 \cdot \sqrt{0,58 + 0,22}}{1 + 7 \cdot 0,31} = 0,91$$

Aplicando a equação (11) podemos obter as forças horizontais devidas ao vento por pavimento. Como $h = 30 \text{ m} > 2b = 28,2 \text{ m}$, o perfil de velocidades é formado por dois trechos com forças constantes ligados por um perfil linear, conforme apresentado na figura A 7.

As forças por pavimento foram obtidas após inicialmente calcular as forças totais para cada um dos trechos e, posteriormente, dividir entre os pavimentos inseridos nessas regiões. A força resultante no trecho inferior, indo de $z=0\text{m}$ até $z=14,1\text{m}$, foi dividida entre o 1º e 4º pavimentos, igualmente. A força resultante do trecho superior, indo de $z=15,9\text{m}$ até $z=30\text{m}$, foi

dividida entre o 6° e 10° pavimentos. E a força resultante no trecho médio, foi aplicada no 5° pavimento.

Figura A 7 – Definição do perfil de velocidades na direção x pela norma europeia



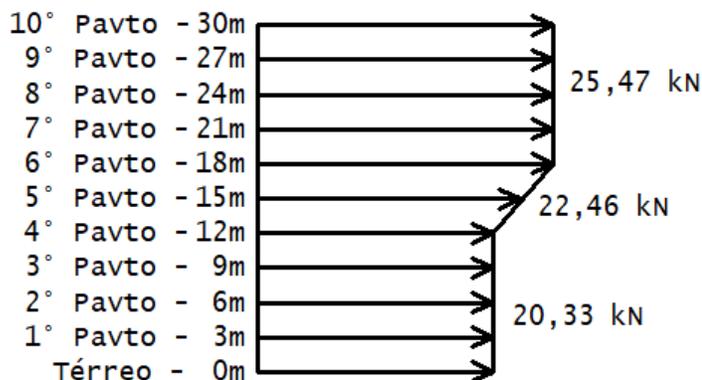
Fonte: Adaptado de EC2-1-4

Tabela A 14 – Forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção x pela norma europeia

Pavimento	h (m)	F _x (kN)
Térreo	0	20,33
1°	3	20,33
2°	6	20,33
3°	9	20,33
4°	12	20,33
5°	15	22,46
6°	18	25,47
7°	21	25,47
8°	24	25,47
9°	27	25,47
10°	30	25,47

Fonte: O autor

Figura A 8 – Forças horizontais resultantes da ação do vento na direção x pela norma europeia



Fonte: O autor

b) Vento na direção y:

i) Geometria do edifício: $b=17,5$ m ; $d=14,1$ m ; $H=30$ m ;ii) Terreno categoria IV e plano – $K_r = 0,23$; $z_o = 0,70$ m; $z_{\min} = 12$ m; $z_{\max}=200$ m; $c_0=1$.

iii) Altura de cálculo das propriedades do vento

$$z_e=0,6 \times H = 0,6 \times 30\text{m} = 18\text{m}$$

iv) Velocidade fundamental do vento:

$$v_{b,0}=0,414 \times 46 \text{ m/s} = 19,04 \text{ m/s},$$

v) Velocidade fundamental do vento:

$$v_b=1,0 \times 1,0 \times 19,04 = 19,04 \text{ m/s}.$$

vi) Velocidade média do vento:

$$v_m(z=18\text{m}) = \left[0,23 \times \ln \frac{18}{0,70}\right] \times 1 \times 19,04 = 14,22 \text{ m/s}$$

vii) Intensidade da turbulência:

$$I_v(z=30\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{18}{0,7}\right)} = 0,31$$

viii) Pressão dinâmica de pico:

$$q_p = [1 + 7 \times 0,31] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 14,22^2 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 398,97 \text{ Pa}$$

ix) Coeficiente de força c_f :

$$\frac{d}{b} = \frac{14,1}{17,5} = 0,81 \rightarrow c_{f0} = 2,35$$

$$\varphi = 1,0$$

$$\text{Se } h \geq 50 \rightarrow \lambda = 1,4 \frac{30}{17,5} = 2,40$$

$$\text{Se } h < 15 \rightarrow \lambda = 2,0 \frac{30}{17,5} = 3,43$$

$$\text{Para } h = 30\text{m} \rightarrow \lambda = 2,99$$

$$\psi_\lambda = 0,68$$

$$c_f = 2,35 \times 1,0 \times 0,68 = 1,60$$

x) Fator estrutural $c_{s;d}$:

$$n_1 = \frac{1}{0,05 \cdot 30 + 0,015 \cdot 30} = 0,51$$

$$L(z_s = 18\text{m}) = 300 \times \left(\frac{18}{200}\right)^{0,67 + 0,05 \cdot \ln(0,70)} = 62,39 \text{ m}$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{17,5 + 30}{62,39}\right)^{0,63}} = 0,57$$

$$f_L = \frac{0,51 \times 62,39}{14,22} = 2,25$$

$$S_L = \frac{6,8 \times 2,25}{[1 + 10,2 \times 2,25]^{\frac{5}{3}}} = 0,077$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 30}{62,39} \times 2,25 = 4,98$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 17,5}{62,39} \times 2,25 = 2,90$$

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{4,98} - \frac{1}{2 \cdot 4,98^2} \times (1 - e^{-2 \times 4,98}) = 0,181$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{2,90} - \frac{1}{2 \cdot 2,90^2} \times (1 - e^{-2 \times 2,90}) = 0,285$$

$$m_{\text{modal}} = 1162,30 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu_e = \frac{14,1 \cdot 17,50 \cdot 1162,30 \cdot 10}{30} = 95599,25 \text{ kg/m}$$

$$\delta = 0,1 + \frac{1,60 \cdot 1,25 \cdot 14,1 \cdot 14,22}{2 \cdot 0,51 \cdot 95599,25} + 0 = 0,105$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,105} \times 0,077 \times 0,181 \times 0,285 = 0,19$$

$$v = 0,51 \sqrt{\frac{0,19}{0,58+0,19}} = 0,25$$

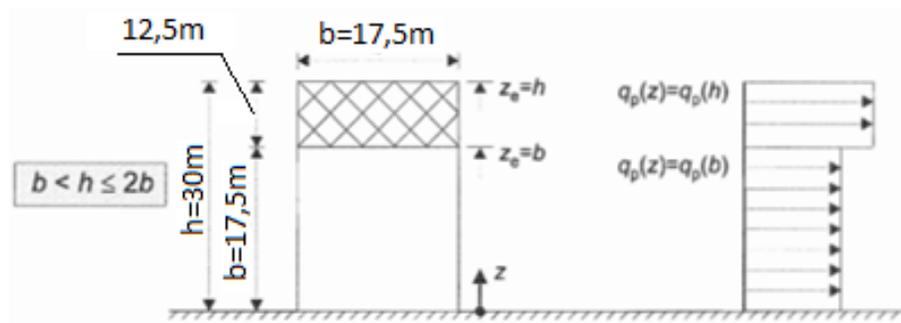
$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,25 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(0,25 \cdot 600)}} = 3,36$$

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,36 \cdot 0,31 \cdot \sqrt{0,58 + 0,19}}{1 + 7 \cdot 0,31} = 0,89$$

Aplicando a equação (11) podemos obter as forças horizontais devidas ao vento por pavimento. Como $b=17,5 \text{ m} < h=30 \text{ m} < 2b=28,2 \text{ m}$, o perfil de velocidades é formado por dois trechos com forças constantes, conforme apresentado na figura A 9.

As forças por pavimento foram obtidas após inicialmente calcular as forças totais para cada um dos dois trechos e, posteriormente, dividir entre os pavimentos inseridos nessas regiões. A força resultante no trecho inferior, indo de $z=0\text{m}$ até $z=17,5\text{m}$, foi dividida entre o 1º e 6º pavimentos, igualmente. A força resultante do trecho superior, indo de $z=17,5\text{m}$ até $z=30\text{m}$, foi dividida entre o 7º e 10º pavimentos.

Figura A 9 – Definição do perfil de velocidades na direção y pelo Eurocode



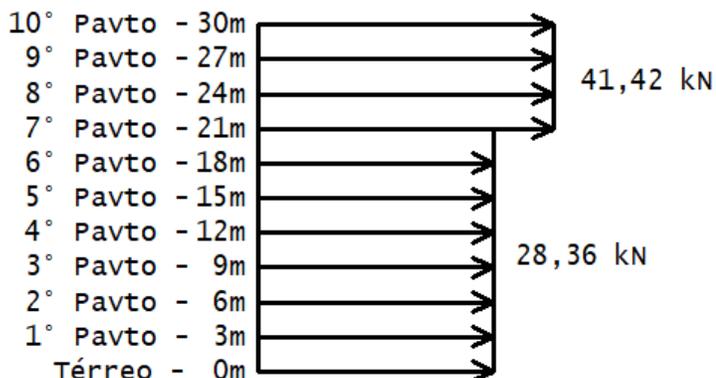
Fonte: Adaptado de EC2-1-4

Tabela A 15 – Forças horizontais por pavimento resultantes da ação do vento na direção y pela norma europeia

Pavimento	h (m)	F _y (kN)
Térreo	0	28,36
1º	3	28,36
2º	6	28,36
3º	9	28,36
4º	12	28,36
5º	15	28,36
6º	18	28,36
7º	21	41,42
8º	24	41,42
9º	27	41,42
10º	30	41,42

Fonte: O autor

Tabela A 16 – Forças horizontais por pavimento – direção y



Fonte: O autor

A.2.2.2 – Desaprumo global do edifício

A.2.2.2.1- Norma Brasileira – NBR 6118/2014:

Conforme o apresentado no item 5.2 do capítulo 5, as forças geradas pelo desaprumo foram calculadas e estão apresentadas abaixo. A carga vertical $F_{v,i}$ é igual para todos os pavimentos (pavimento tipo) e o valor utilizado foi baseado na estimativa apresentada no apresentado no apêndice 1. O valor de n foi tomado como sendo $n_x=2$ na direção x (número mínimo de prumadas existentes em pórticos da direção x) e $n_y=2$ na direção y (número mínimo de prumadas existentes em pórticos da direção y). Ainda, apesar de não necessitar considerar o $\theta_{1,min}$, no presente trabalho ele será levado em conta, ficando assim do lado da segurança.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{30}} = 0,001826 < \frac{1}{300} = \theta_{1,min}$$

$$F_{v,i} = 2460,5 \text{ kN}$$

Tabela A 17 – Forças horizontais de desaprumo por pavimento pela norma brasileira

Direção	Pavimento	Fvi (kN)	θ_a	Hi (kN)
Direção X	Tipo	2460,45	0,00289	7,10
Direção Y		2460,45	0,00289	7,10

Fonte: O autor

Multiplicando o valor dessa carga horizontal H pelo braço de alavanca de cada pavimento Z, pode-se obter o momento total aplicado na base (que será igual para as duas direções), conforme a Tabela A 18.

Tabela A 18 – Momentos devido ao desaprumo pela norma brasileira

Pavimento	Hi (kN)	Z (m)	Mi (kN.m)
10°	7,10	30	213,08
9°	7,10	27	191,77
8°	7,10	24	170,46
7°	7,10	21	149,16
6°	7,10	18	127,85
5°	7,10	15	106,54
4°	7,10	12	85,23
3°	7,10	9	63,92
2°	7,10	6	42,62
1°	7,10	3	21,31
Térreo	7,10	0	0,00
Momento Total na Base (kN.m)			1171,95

Fonte: O autor

A Tabela A 19 compara os valores dos momentos na base gerados pelo desaprumo e pelo vento nas duas direções. Se a diferença entre os momentos gerados for menor do que 30%, a NBR 6118 permite descartar os efeitos da menor delas.

Tabela A 19 - Comparativo de momentos gerados pelo vento e pelo desaprumo de acordo com a norma brasileira

Momentos na base (kN.m)				
Direção	Devido ao desaprumo	Devido ao vento	Razão (%)	Desprezar desaprumo?
Direção x	1171,95	6071,12	19	SIM
Direção y	1171,95	8150,93	14	SIM

Fonte: O autor

A.2.2.2.1- Norma Europeia - EC 2-1-1

Novamente, a carga vertical por pavimento, representada pela diferença ($N_b - N_a$) é igual para todos os pavimentos (pavimento tipo) e o valor utilizado foi baseado na estimativa apresentada no apêndice 1 e também utilizada para o desaprumo global pela norma brasileira. O valor de m foi tomado como sendo $m_x=2$ na direção x (número mínimo de prumadas existentes em pórticos da direção x) e $m_y=2$ na direção y (número mínimo de prumadas existentes em pórticos da direção y). Os valores de H_i devido ao desaprumo serão somados aos esforços horizontais de vento de forma a obter os esforços horizontais totais na estrutura.

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{30}} = 0,365 < \frac{2}{3}, \text{ logo } \alpha_h = \frac{2}{3}$$

Tabela A 20 – Forças horizontais de desaprumo por pavimento pela norma europeia

Direção	Pavimento	α_m	θ_1	Fvi (kN)	Hi (kN)
Direção X	Tipo	0,86603	0,00289	2460,45	7,10
Direção Y		0,86603	0,00289	2460,45	7,10

Fonte: O autor

Nota-se que os valores obtidos para as duas normas das forças de desaprumo são iguais. O que mostra que os equacionamentos, apesar de apresentados de forma diferente nas duas normas, são iguais. A principal diferença é que na norma brasileira o desaprumo pode

ser desprezado por ser muito inferior à carga de vento, enquanto na norma europeia ele deve ser considerado para o dimensionamento.

A Tabela A 21 apresenta as forças de vento em x e em y pela NBR 6118 e as forças de vento somadas as forças devido ao desaprumo da edificação nessas mesmas direções para o EC.

Tabela A 21 – Forças horizontais resultantes do vento e do desaprumo para as normas brasileira e europeia

Forças:	Fx		Fy	
	NBR	EC	NBR	EC
Pavto				
10	41,51	32,57	55,73	48,52
9	40,13	32,57	53,88	48,52
8	38,65	32,57	51,89	48,52
7	37,03	32,57	49,72	48,52
6	35,25	32,57	47,32	35,46
5	33,25	29,56	44,64	35,46
4	30,96	27,43	41,56	35,46
3	29,58	27,43	39,71	35,46
2	29,58	27,43	39,71	35,46
1	29,58	27,43	39,71	35,46

Fonte: O Autor

**APÊNDICE 3 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DESLOCABILIDADE DA
ESTRUTURA**

A análise da deslocabilidade da estrutura será feita considerando os seguintes pórticos:

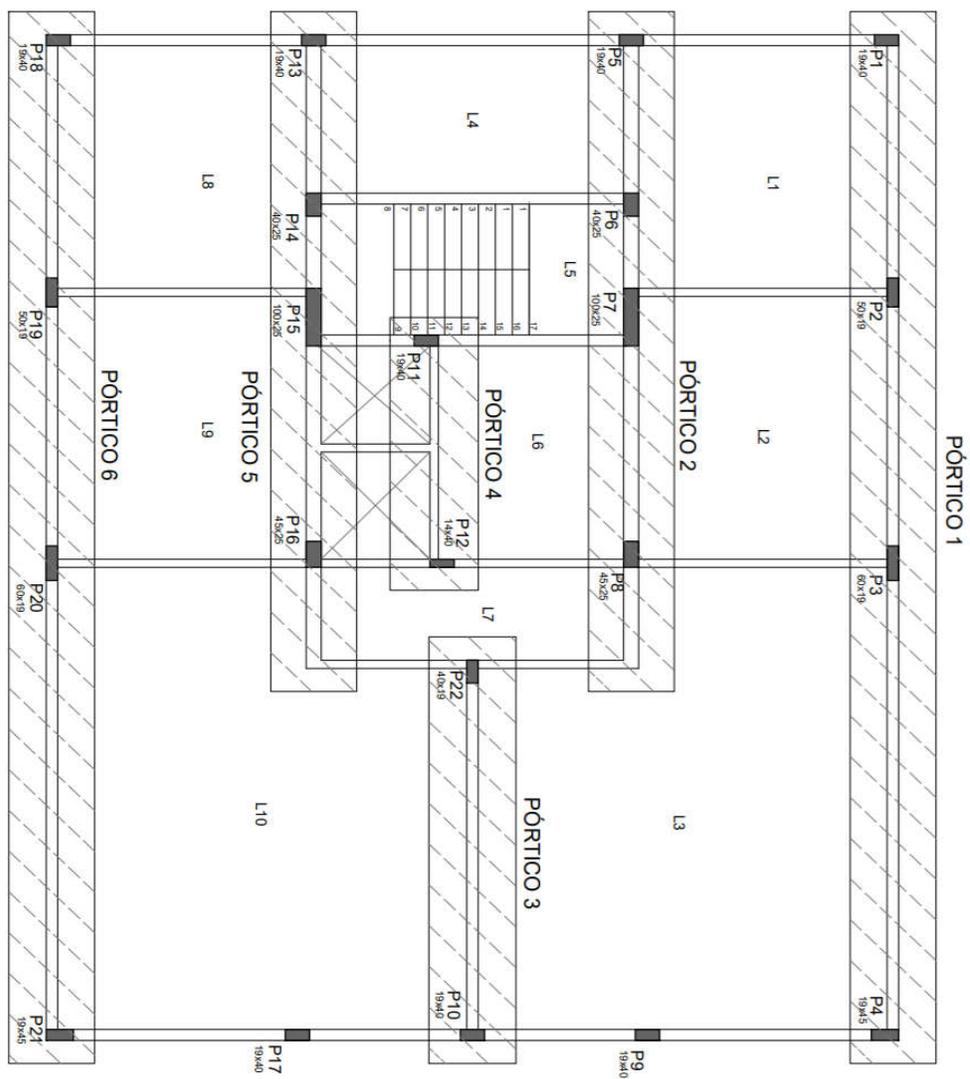
Direção x: (ver Figura A 10)

- Pórtico 1: formado pelos pilares P1, P2, P3, P4
- Pórtico 2: formado pelos pilares P5, P6, P7, P8
- Pórtico 3: formado pelos pilares P9 e P10
- Pórtico 4: formado pelos pilares P11 e P12
- Pórtico 5: formado pelos pilares P13, P14, P15, P16
- Pórtico 6: formado pelos pilares P18, P19, P20, P21

Direção y: (ver Figura A 11)

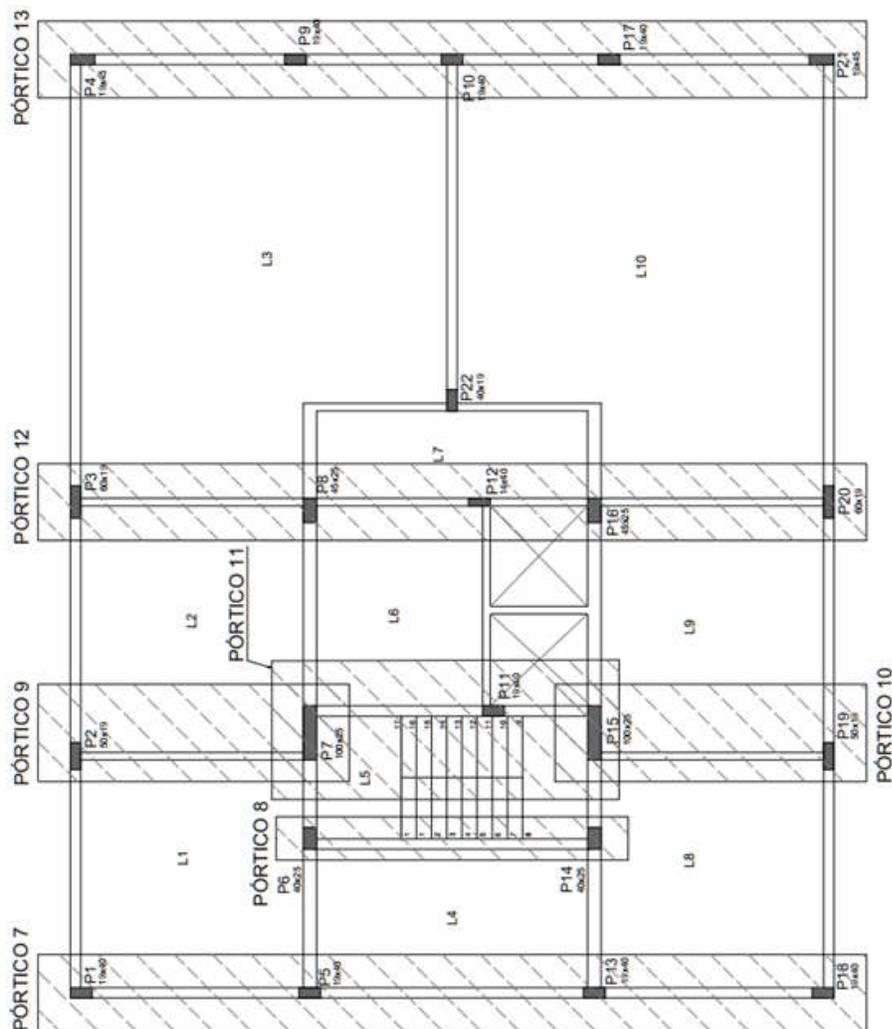
- Pórtico 7: formado pelos pilares P1, P5, P13, P18
- Pórtico 8: formado pelos pilares P6 e P14
- Pórtico 9: formado pelos pilares P2 e P7
- Pórtico 10: formado pelos pilares P15 e P19
- Pórtico 11: formado pelos pilares P7, P11 e P15
- Pórtico 12: formado pelos pilares P3, P8, P12, P20
- Pórtico 13: formado pelos pilares P4, P9, P10, P17, P21

Figura A 10 – Pórticos na direção x



Fonte: O autor

Figura A 11 – Pórticos na direção y



Fonte: O autor

A.3.1- NBR 6118/2014 – PARÂMETRO DE INSTABILIDADE A:

Inicialmente, conforme apresentado no capítulo 7, é preciso obter o $EI_{equiv.}$ para os pórticos nas duas direções. Optou-se por usar uma carga distribuída ao longo da altura do edifício, já que fornece valores menores para a rigidez equivalente. Dessa forma, foi utilizada a equação (43) para o cálculo de $EI_{equivalente}$ para cada pórtico, contando ainda com auxílio do *software foot*.

Tabela A 22 – Cálculo de $EI_{equivalente}$ para os pórticos

Pórticos	Carga distribuída aplicada: qh (kN/m)	Deslocamento horizontal no topo: U (cm)	EI equivalente do pórtico (kN.m ²)
Pórticos 1 e 6	10	5,63	5,275E+07
Pórticos 2 e 5	10	4,25	6,995E+07
Pórtico 3	10	21,69	1,369E+07
Pórtico 4	10	76,25	3,896E+06
Pórtico 7	10	7,31	4,066E+07
Pórtico 8	10	26,47	1,122E+07
Pórticos 9 e 10	10	26,07	1,139E+07
Pórtico 11	10	8,54	3,475E+07
Pórtico 12	10	8,23	3,605E+07
Pórtico 13	10	4,83	6,150E+07

Fonte: O autor

Para o cálculo do parâmetro de instabilidade α aplica-se a equação (41), com os seguintes dados:

- $H_{tot} = 30$ m

- $E_{cs} = 27500$ MPa (optou-se por não majorar o módulo secante).

- N_k : estimado de forma semelhante ao aplicado no pré-dimensionamento de pilares (apêndice 1), considerando uma taxa de carga de 10 kN/m² por andar, multiplicado pela área de cada pavimento e pelo total de pavimentos. Desta forma:

$$N_k = 10 \text{ kN/m}^2 \times (17,45\text{m} \times 14,10\text{m}) \times 10 \text{ pavimentos} = 24604,50 \text{ kN}$$

- $EI_{eq,x} = \Sigma (EI_{eq} \text{ dos pórticos 1 ao 6}) = 2,520.10^8 \text{ kN.m}^2$.

- $EI_{eq,y} = \Sigma (EI_{eq} \text{ dos pórticos 7 ao 13}) = 2,070. 10^8 \text{ kN.m}^2$.

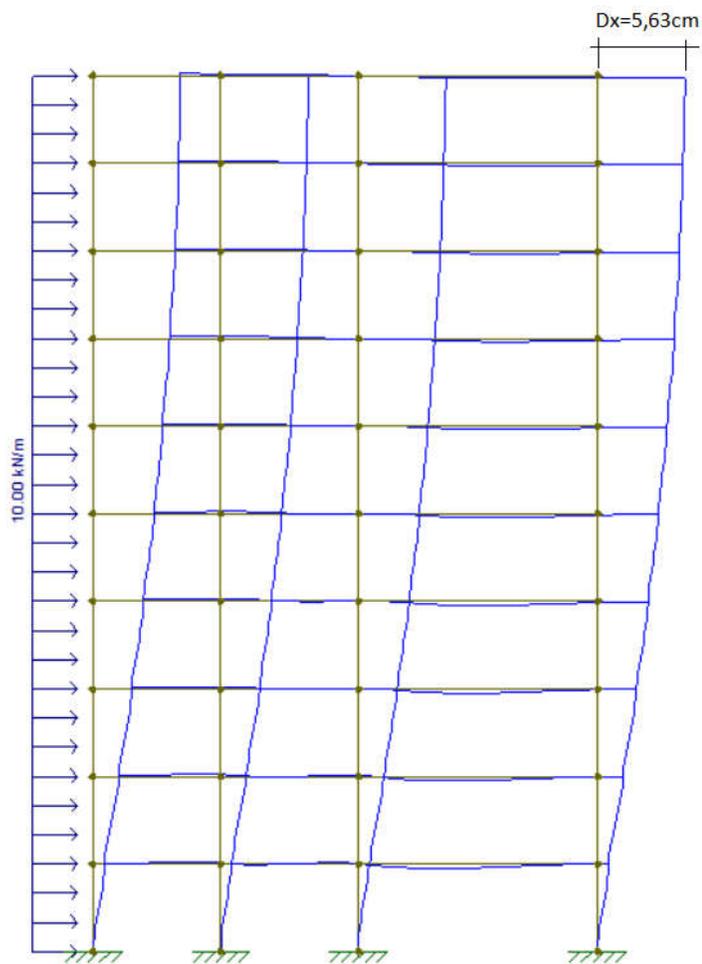
Assim:

$\alpha_x = 0,29 < 0,5 = \alpha_1$ para estrutura apenas aporricada

$\alpha_y = 0,33 < 0,5 = \alpha_1$ para estrutura apenas aporricada

Desta forma, pela NBR 6118, a estrutura é considerada de nós fixos, não necessitando de análise global de segunda ordem.

Figura A 12 – Deslocamento horizontal no pórtico 1 e no pórtico 6



Fonte: Adaptado do software Ftool

A.3.2- EUROCODE 2 / EN 1992-1-1 – ANÁLISE DE INSTABILIDADE:

Os dados utilizados na verificação da equação (45) apresentados no capítulo 6, são:

- $N_k = 24604,50$ kN (mesmo valor de N_k calculado no item A.3.1- NBR 6118/2014 –

PARÂMETRO DE INSTABILIDADE A:

- $n_s = 10$ pisos

- $L = 30$ m

- $k_1 = 0,31$

- $E_{cm} = 22 \cdot ((30+8)/10)^{0,3} = 33$ GPa

- $E_{cd} = E_{cm} / 1,2 = 27,5$ GPa = 27500 MPa

- I_c é o momento de inércia dos elementos de contraventamento (momento de inércia para seção retangular)

De forma semelhante ao procedimento adotado no cálculo do parâmetro de instabilidade α pela NBR 6118, será considerado, ao invés de apenas um somatório das inércias dos pilares, a rigidez do pórtico (vigas + pilares), já que se aproxima mais do comportamento real da estrutura

O procedimento para o cálculo do $EI_{equivalente}$ para cada pórtico é idêntico ao realizado no parâmetro α e, como o módulo de elasticidade do concreto é o mesmo ($E = 27500$ MPa), os valores obtidos são os mesmos. Assim, o somatório resultante dos $EI_{equivalentes}$ para cada direção ficou novamente em:

- $EI_{eq,x} = \Sigma (EI_{eq} \text{ dos pórticos 1 ao 6}) = 2,582 \cdot 10^8$ kN.m².

- $EI_{eq,y} = \Sigma (EI_{eq} \text{ dos pórticos 7 ao 13}) = 2,070 \cdot 10^8$ kN.m².

Desta forma, aplicando a equação (45), obtém-se:

- Direção x: $F_{v,Ed} = 24604,50 < 76667,38$

- Direção y: $F_{v,Ed} = 24604,50 < 61455,2$

Como a condição é satisfeita, os efeitos globais de segunda ordem também podem ser desprezados pelo *Eurocode 2*, de forma que a estrutura é considerada de nós fixos.

APÊNDICE 4 – MEMORIAL DE CÁLCULO: CARGAS NAS VIGAS

As cargas existentes nas vigas são provenientes das reações das lajes, das paredes que estão sobre as mesmas, das reações vindas em cruzamentos de viga com viga e das reações vindas da escada.

a) Cargas das Alvenarias:

Para a alvenaria, foram considerados blocos maciços para o contorno da escada, seguindo exigências relacionadas à resistência ao fogo, e blocos furados convencionais para o restante das paredes, sejam elas internas ou externas, variando apenas as espessuras consideradas, conforme apresentado na tabela A 23.

Tabela A 23 – Espessuras das paredes consideradas

Uso	Tipo de Tijolo	Espessura do tijolo (cm)	Espessura do reboco (para 2 faces) (cm)	Espessura total (cm)
Paredes externas	Furado	19	6	25
Paredes divisórias entre apartamentos e/ou área comum	Furado	14	5	19
Paredes do contorno da caixa da escada	Maciço	20	5	25

Fonte: O autor

As cargas das alvenarias foram calculadas com base nos pesos específicos dos blocos conforme indicado na norma brasileira (NBR 6120) e apresentado na tabela A 24 (estando esses dentro dos intervalos definidos pelo Eurocode).

Tabela A 24 – Peso específico dos tijolos considerado

Tijolo	Peso Específico (kN/m ³)
Furado	13
Maciço	18

Fonte: O autor

b) Cargas resultantes das lajes

A norma brasileira não define um único método de análise das reações de apoio para lajes maciças, mas diz (NBR 6118 , 14.7.6.1) que elas podem ser obtidas pelo método das linhas de ruptura ou charneiras plásticas, baseada em áreas de influência. Da mesma forma, o EC-2 também não define nenhum método específico que deva ser usado para essa análise.

Por simplicidade, nesse trabalho, as cargas vindas das reações das lajes ao se apoiarem nas vigas foram obtidas através de tabelas para o cálculo de lajes de Araújo (2014). Nessas tabelas, de acordo com as condições de apoio do contorno de cada laje e com a relação entre os lados da mesma (l_x/l_y) obtêm-se coeficientes r_x e r_y que são utilizados nas equações (109) e (110) para obter as reações verticais nos apoios (vigas) em kN/m.

$$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot q \cdot l \quad (109)$$

$$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot q \cdot l \quad (110)$$

Sendo q a carga total na laje, em kN/m², e l o menor dos vãos, em metros.

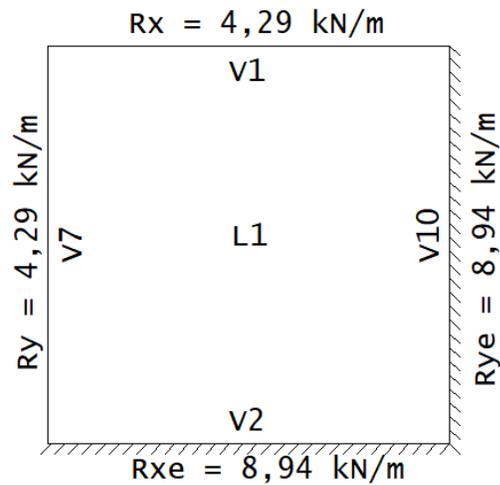
Será detalhado o procedimento utilizado tomando como exemplo a laje L1, cujas dimensões em x e y são, respectivamente, $l_x=4,38$ m e $l_y=4,33$, resultando em uma relação entre lados $l_x/l_y=1,01$. Como essa relação é menor do que 2, essa laje encontra-se apoiada nas 2 direções. Assim, com as condições de apoio apresentadas na Tabela A 25 os coeficientes r_x , r_y , r_{xe} e r_{ye} (os últimos dois sendo as reações nas posições de engaste) foram obtidos da tabela A2.4 do livro anteriormente citado e as reações R_x , R_y , R_{xe} e R_{ye} foram calculadas com as equações (109) e (110) conforme apresentando na mesma Tabela A 25.

Tabela A 25 – Cálculo das reações da laje L1

Laje	Apoios	q		R _x		R _{xe}		R _y		R _{ye}	
		(kN/m ²)	r _x	r _{xe}	r _y	r _{ye}	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
1		6,11	162	338	162	338	4,29	8,94	4,29	8,94	

Fonte O Autor

Figura A 13 – Reações da Laje 1 nos apoios

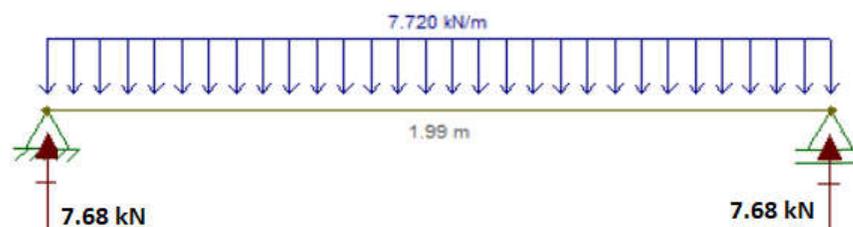


Fonte: O autor

c) Reações em cruzamentos de vigas:

Nas regiões de cruzamento entre vigas uma força concentrada vinda da reação da viga apoiada sobre a viga de apoio surgirá. Isso ocorre em 4 situações: V14 se apoiando na V2 e na V5 e V12 se apoiando na V4 e na V5. Para obtenção dessas forças concentradas, as vigas foram modeladas no *software ftool* com seus respectivos carregamentos vindos das paredes e das lajes. A Figura A 14 mostra a viga V12 e os valores das reações que foram considerados posteriormente nas vigas V4 e V5.

Figura A 14 – Reações da V12

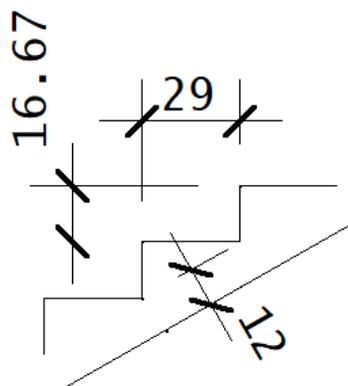


Fonte: Adaptado do software ftool

d) Carga vinda da escada:

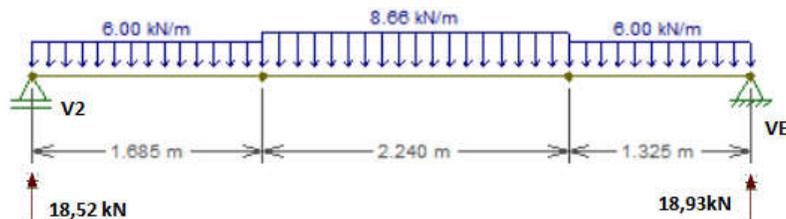
A escada, composta por 18 degraus, se apoia na viga V2 na sua largada e na sua chegada, tendo um patamar entre os pilares P14 e P15, onde se apoiaria numa viga na altura desse patamar. O carregamento das escadas se trata de peso próprio e carga accidental. A carga accidental para a NBR 6120 é de 3 kN/m^2 para escadas com acesso ao público, enquanto para a *ECI* a carga a ser considerada é de 2 kN/m^2 , como apresentado no capítulo 4. Para o cálculo da reação vinda da escada foi utilizado o maior destes valores para carga accidental, isto é, 3 kN/m^2 . As dimensões consideradas para a escada estão mostradas na figura A 15..

Figura A 15 – Dimensões básica da escada



Fonte: O autor

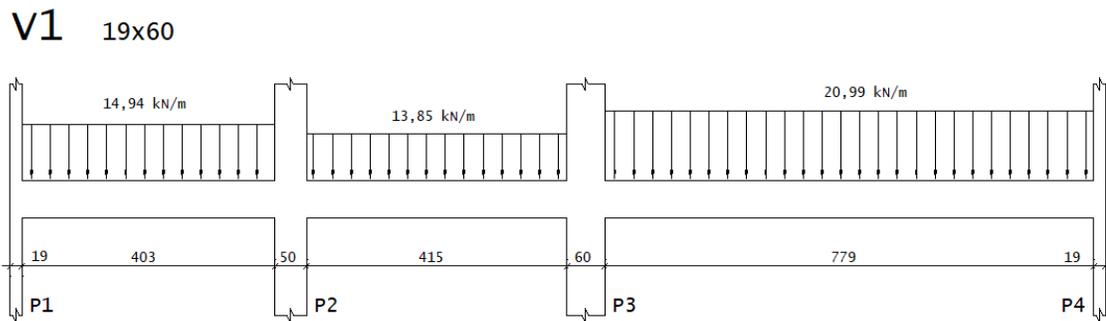
Figura A 16 – Carregamento e reações da escada



Fonte: Adaptado de *fcool*

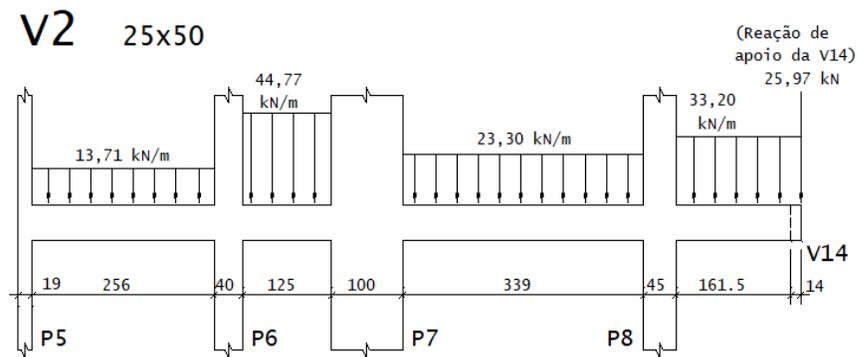
Com o cálculo de todas as cargas atuantes foi possível montar o carregamento final de cada viga. As Figura A 17 e Figura A 18 mostram os esforços resultantes nas vigas V1 e V2.

Figura A 17 – Carregamento Final da V1



Fonte: O autor

Figura A 18 – Carregamento Final da V2



Fonte: O autor

APÊNDICE 5 – MEMORIAL DE CÁLCULO: COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Conforme apresentado no capítulo 7, para ambas as normas as ações devem ser combinadas considerando a probabilidade de ocorrência dos diversos esforços oriundos de cargas permanentes e acidentais simultaneamente. No caso deste trabalho, por ser feito apenas com uso do software Ftool, não serão consideradas todas as combinações possíveis, de forma que as ações verticais não serão separadas em acidentais e permanentes, considerando assim que seu valor característico está sempre atuando na edificação. Dessa forma, no presente trabalho, teremos três tipos de ações atuantes:

- Ações permanentes resultantes das cargas verticais (V): englobando todos os esforços verticais, sejam eles permanentes ou acidentais; dessa forma, será considerado como tendo um coeficiente de segurança de cargas permanentes.

- Ações horizontais devido ao desaprumo dos pilares (D): englobam os esforços horizontais resultantes das imperfeições geométricas. Serão tratadas como cargas permanentes neste trabalho e só serão consideradas nas combinações de ações da norma europeia, visto que na norma brasileira pode ser desprezada (conforme apresentado no apêndice 2).

- Ações horizontais devido aos esforços de vento (W): englobam os esforços do vento na edificação, tendo assim um coeficiente de segurança de carga acidental. Como é a única carga acidental considerada (já que as cargas acidentais verticais estão englobadas na carga permanente vertical), será sempre a carga acidental principal. W_x irá representar as ações do vento na direção x e W_y na direção y.

A norma brasileira de vento (NBR 6123/1988) exige que sejam consideradas excentricidades da carga de vento, conforme apresentado no item 5.1.1.6 do capítulo 5 e calculado para o caso em estudo no apêndice 2. Dessa forma, cada caso relacionado ao vento terá 3 situações possíveis: $e=0$, $e = +e_a$ e $e = - e_a$, sempre tomando o centro geométrico do sistema e o sistema de eixos x-y como referência, de forma que quando a excentricidade é considerada 0 a linha de ação da carga esteja aplicada exatamente no centro geométrico. A norma europeia não exige consideração de excentricidades nas cargas horizontais, de forma que são consideradas atuando no centro geométrico do sistema.

Para fins de projeto, os carregamentos horizontais deveriam ser aplicados alternadamente nas quatro faces do edifício, prevendo a ação do vento nos 2 sentidos de cada direção, porém, no presente trabalho, os carregamentos horizontais serão aplicados em duas das suas quatro faces, considerando apenas 1 sentido do vento em cada direção. Essa restrição se deve ao fato de que o objetivo deste trabalho não é o projeto em si dos pilares, e sim uma comparação das abordagens das normas brasileira e europeia para seu dimensionamento. Desta

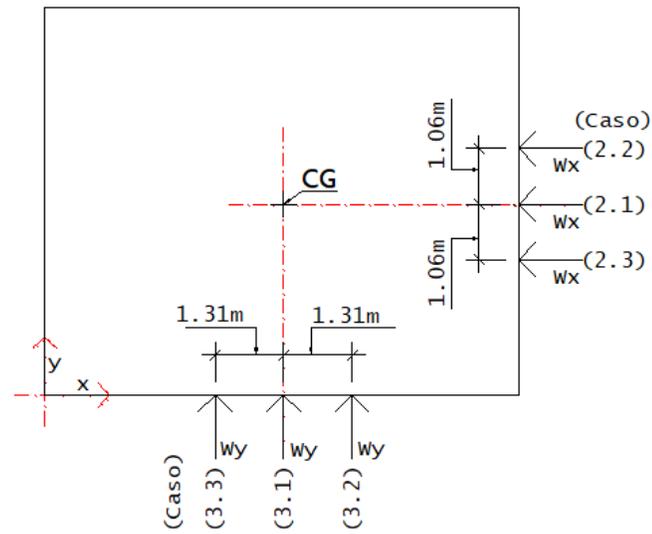
forma, todas as combinações consideradas no dimensionamento dos pilares estão apresentadas na Tabela A 26 e nas Figura A 19 e Figura A 20.

Tabela A 26 – Combinações de ações consideradas na norma brasileira e na norma europeia

Combinações de ação segundo a Norma Brasileira	
Caso	Combinação
1	$F_d = 1,4 V$
2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$
2.1	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (com $e_x = 0$)
2.2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (com $e_x = +1,06m$)
2.3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_x$ (com $e_x = -1,06m$)
3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$
3.1	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (com $e_y = 0$)
3.2	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (com $e_y = +1,31m$)
3.3	$F_d = 1,4 V + 1,4 W_y$ (com $e_y = -1,31m$)
Combinações de ação segundo a Norma Europeia	
Caso	Combinação
4	$E_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y$
5	$E_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y + 1,5 W_x$
6	$E_d = 1,35 V + 1,35 D_x + 1,35 D_y + 1,5 W_y$

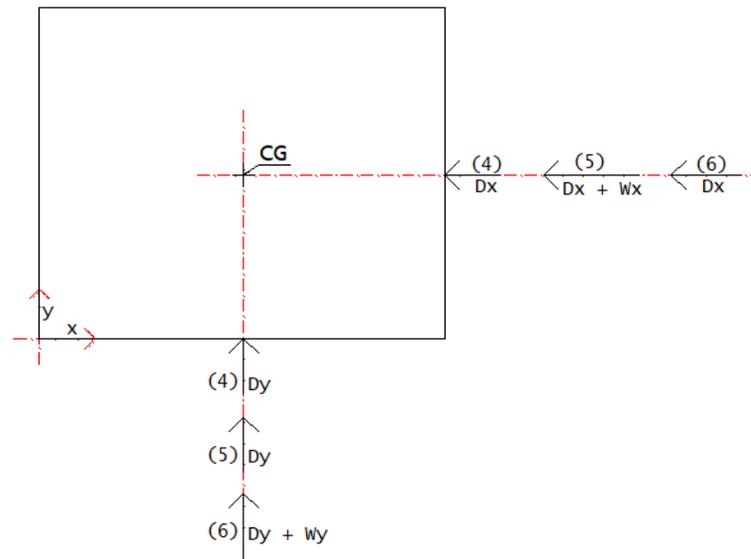
Fonte: O Autor

Figura A 19 – Combinações de ações consideradas para a norma brasileira



Fonte: O autor

Figura A 20 – Combinações de ações consideradas para a norma europeia



Fonte: O autor

**APÊNDICE 6 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS
HORIZONTAIS NOS PÓRTICOS**

Neste apêndice serão aplicadas as equações apresentadas no capítulo 8 para o estudo de caso desse trabalho. O procedimento adotado será o sugerido no roteiro de cálculo apresentado no item 8.4.

A.6.1 CÁLCULO DAS RIGIDEZES DOS PÓRTICOS:

Aplicando a equação (49) utilizando os EI_{eq} calculados no apêndice 3, referente à estabilidade global do edifício, obtêm-se a tabela A 27.

Tabela A 27 – Cálculo das rigidezes dos pórticos

Cálculo das rigidezes dos pórticos			
Direção	Pórtico	EI eq (kNm ²)	kxi (kN/m)
x	1	5,275E+07	5862
	2	6,995E+07	7772
	3	1,369E+07	1521
	4	3,896E+06	433
	5	6,995E+07	7772
	6	4,796E+07	5329
	Σkxi		
Direção	Pórtico	EI eq (kNm ²)	kyi (kN/m)
y	7	4,066E+07	4518
	8	1,122E+07	1246
	9	1,139E+07	1266
	10	1,139E+07	1266
	11	3,475E+07	3861
	12	3,605E+07	4005
	13	6,150E+07	6834
	Σkyi		

Fonte: O autor

A.6.2 CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO ELÁSTICO:

Inicialmente foi definido um sistema de eixos x-y com origem localizada conforme Figura A 21. Dessa forma, obteve-se as coordenadas x e y do centro geométrico de cada pórtico

e calculou-se as coordenadas do centro elástico utilizando as equações (57) e (58), apresentadas no item 8.1.

Tabela A 28 – Cálculo das coordenadas do centro elástico

Cálculo das coordenada do CE				
Direção	Pórtico	x (m)	y (m)	kxi .yi (kN)
x	1	8,63	13,91	81536
	2	4,54	9,58	74456
	3	14,05	6,96	10581
	4	7,08	6,32	2736
	5	4,54	4,33	33653
	6	8,63	0,00	0
	Σ			
Direção	Pórtico	x (m)	y (m)	kyi .xi (kN)
y	7	0,00	6,96	0
	8	2,75	6,96	3428
	9	4,38	11,75	5544
	10	4,38	2,17	5544
	11	4,94	6,96	19073
	12	9,08	6,96	36352
	13	17,26	6,96	117957
	Σ			

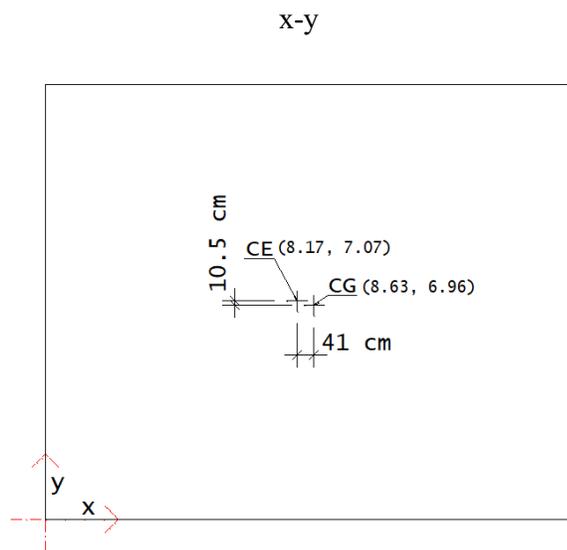
Fonte: O autor

$$x_o = \frac{\sum k_{yi}x_i}{\sum k_{yi}} = \frac{187899}{22996} = 8,17 \text{ m}$$

$$y_o = \frac{\sum k_{xi}y_i}{\sum k_{xi}} = \frac{202962}{28688} = 7,07 \text{ m}$$

Por outro lado, as coordenadas do centro geométrico (CG) do pavimento são (x,y) = (8,63m, 6,96m). A excentricidade entre os dois centros (CE e CG) ficaram em $e_x=0,41\text{m}$ e $e_y=0,105\text{m}$. A figura A 21 mostra a posição do centro elástico e do centro geométrico do sistema em relação ao sistema de eixos x-y.

Figura A 21 – Posição do centro geométrico e centro elástico em relação ao sistema de eixos



Fonte: O autor

A.6.3 CÁLCULO DA RIGIDEZ ROTACIONAL K_r DO SISTEMA

Considerou-se um novo sistema de eixos $\tilde{x} - \tilde{y}$ cuja origem localiza-se no centro elástico do sistema. Em seguida, a tabela A 29 mostra o cálculo dos parâmetros necessários para aplicação da equação (65) para cálculo de K_r . A rigidez rotacional K_{ri} das molas foi desprezada.

Tabela A 29 – Parâmetros para o cálculo de K_R

Cálculo da rigidez rotacional K_R				
Direção	Pórtico	k_{xi} (kN/m)	\tilde{y}_i (m)	$k_{xi}\tilde{y}_i^2$ (kNm/rad)
x	1	5861,66	-0,12	83,96
	2	7772,02	-0,12	111,33
	3	1521,30	4,67	33182,35
	4	432,84	-4,90	10412,31
	5	7772,02	-0,12	111,33
	6	5328,60	-0,12	76,33
	Σ			
Direção	Pórtico	k_{yi} (kN/m)	\tilde{x}_i (m)	$k_{yi}\tilde{x}_i^2$ (kNm/rad)
y	7	4518,07	-8,17	301641,20
	8	1246,36	-5,42	36625,58
	9	1265,82	-3,79	18190,83
	10	1265,82	-3,79	18190,83
	11	3861,00	-3,23	40303,38
	12	4005,34	0,91	3281,36
	13	6833,71	9,09	564671,85
Σ				982905,02

Fonte: O autor

$$K_R = 43977,60 + 982905,02 = 1026882,62 \text{ kNm/rad}$$

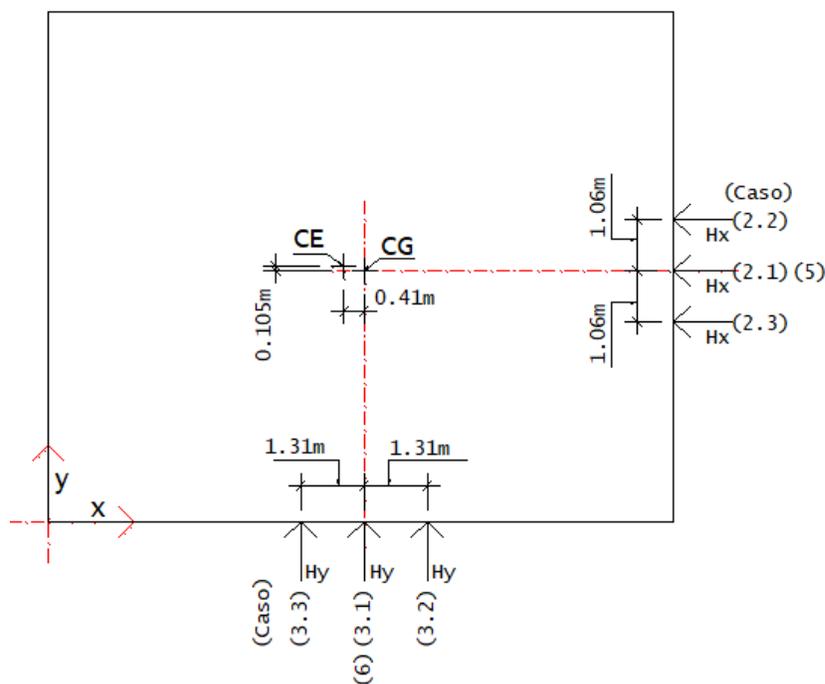
A.6.4 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS NAS DUAS DIREÇÕES PARA CADA UMA DAS NORMAS

O objetivo é, utilizando o formulário apresentado no item 8.3, determinar qual a porcentagem dos carregamentos horizontais atuantes que cada pórtico irá suportar em cada um dos casos (combinações de ações) apresentadas na tabela A 26 apêndice 5.

Conforme essa mesma tabela A 26, a distribuição dos esforços deve ser feita para os casos 2.1, 2.2, 2.3, 3.1, 3.2, 3.3, 5 e 6. Esses casos são mostrados na Figura A 22 onde H_x e H_y são cargas horizontais atuantes na edificação. Ainda, as excentricidades de $e_x=1,31\text{m}$ e

$e_y=1,06\text{m}$ são as excentricidades que a norma brasileira exige considerar e são positivas quando geram um momento no sentido anti-horário no centro elástico.

Figura A 22 – Casos de carregamento horizontal e suas excentricidades conforme a norma brasileira



Fonte: O autor

É importante lembrar que para a distribuição dos esforços, as excentricidades usadas nas equações apresentadas no item 8.3 são referentes ao centro elástico e não ao centro de gravidade. Além disso, para a aplicação das equações, os valores das cargas foram considerados de $H_x=H_y=100\text{ kN}$ (valor arbitrado), pois o objetivo até aqui é obter apenas o percentual de carga que cada pórtico suporta em relação ao total aplicado para cada caso. As tabelas A 30 e A 31 mostram a porcentagem da carga horizontal atuante que cada pórtico receberá para cada caso de carregamento.

Tabela A 30 – Distribuição percentual das cargas horizontais na direção x

CARREGAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO X							
Caso de carregamento	Carga Hx (kN)	Pórticos na direção x			Pórticos na direção y		
		Pórtico	Fxi (kN)	% de Hx	Pórtico	Fyi (kN)	% de Hx
2.1 e 5	100	1	-20,42	20,42%	7	-0,38	-0,38%
		2	-27,08	27,08%	8	-0,07	-0,07%
		3	-5,38	5,38%	9	-0,05	-0,05%
		4	-1,49	1,49%	10	-0,05	-0,05%
		5	-27,08	27,08%	11	-0,13	-0,13%
		6	-18,57	18,57%	12	0,04	0,04%
		-	-	-	13	0,64	0,64%
	ey (m) = -0,105		Σ		100%	Σ	
2.2	100	1	-20,50	20,50%	7	3,43	3,43%
		2	-27,18	27,18%	8	0,63	0,63%
		3	-4,64	4,64%	9	0,45	0,45%
		4	-1,71	1,71%	10	0,45	0,45%
		5	-27,18	27,18%	11	1,16	1,16%
		6	-18,63	18,63%	12	-0,34	-0,34%
		-	-	-	13	-5,78	-5,78%
	ey (m) = 0,955		Σ		100%	Σ	
2.3	100	1	-20,35	20,35%	7	-4,15	-4,15%
		2	-26,99	26,99%	8	-0,76	-0,76%
		3	-6,10	6,10%	9	-0,54	-0,54%
		4	-1,27	1,27%	10	-0,54	-0,54%
		5	-26,99	26,99%	11	-1,40	-1,40%
		6	-18,50	18,50%	12	0,41	0,41%
		-	-	-	13	6,99	6,99%
	ey (m) = -1,155		Σ		100%	Σ	

Fonte: O autor

Tabela A 31 – Distribuição percentual das cargas horizontais na direção y

CARREGAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO Y							
Caso de carregamento	Carga Hy (kN)	Pórticos na direção x			Pórticos na direção y		
		Pórtico	Fxi (kN)	% de Hy	Pórtico	Fyi (kN)	% de Hy
3.1 e 6	100	1	-0,03	-0,03%	7	-18,17	18,17%
		2	-0,04	-0,04%	8	-5,15	5,15%
		3	0,28	0,28%	9	-5,31	5,31%
		4	-0,08	-0,08%	10	-5,31	5,31%
		5	-0,04	-0,04%	11	-16,29	16,29%
		6	-0,03	-0,03%	12	-17,56	17,56%
		-	-	-	13	-32,20	32,20%
		ex (m)= 0,41		Σ		0%	Σ
3.2	100	1	-0,12	-0,12%	7	-13,46	13,46%
		2	-0,16	-0,16%	8	-4,29	4,29%
		3	1,19	1,19%	9	-4,70	4,70%
		4	-0,36	-0,36%	10	-4,70	4,70%
		5	-0,16	-0,16%	11	-14,70	14,70%
		6	-0,11	-0,11%	12	-18,02	18,02%
		-	-	-	13	-40,12	40,12%
		ex (m)= 1,72		Σ		0%	Σ
3.3	100	1	0,06	0,06%	7	-22,88	22,88%
		2	0,08	0,08%	8	-6,01	6,01%
		3	-0,62	-0,62%	9	-5,93	5,93%
		4	0,19	0,19%	10	-5,93	5,93%
		5	0,08	0,08%	11	-17,88	17,88%
		6	0,06	0,06%	12	-17,10	17,10%
		-	-	-	13	-24,27	24,27%
		ex (m)= -0,9		Σ		0%	Σ

Fonte: O Autor

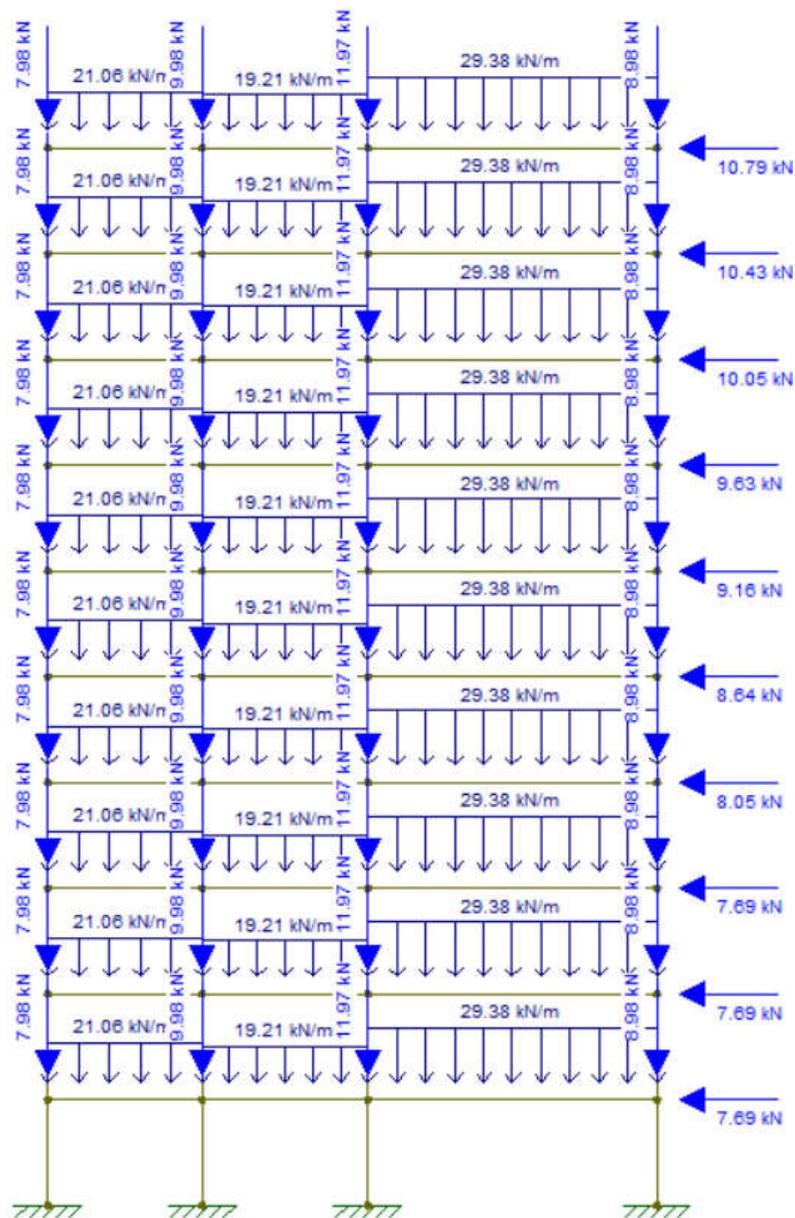
APÊNDICE 7 – MEMORIAL DE CÁLCULO: MONTAGEM DOS PÓRTICOS

Tendo as cargas verticais e as cargas horizontais (incluindo a distribuição desses esforços entre os pórticos existentes) é possível montar os pórticos com os carregamentos atuantes para obtenção dos esforços nos pilares para posterior dimensionamento. Os pórticos foram montados no *software ftool*, para cada uma das normas, já com os valores de cálculo das cargas atuantes conforme combinações de carga mostradas no apêndice 5.

Para ilustração, a Figura A 23 mostra o pórtico 6 no caso 2.1, referente à norma brasileira. As cargas verticais são compostas pelas cargas nas vigas, conforme apresentado no apêndice 2 e por cargas concentradas nos pilares, que representam o peso próprio dos mesmos. As cargas horizontais no caso do carregamento 2.1 representam o efeito do vento na direção x, e os valores por pavimento foram obtidos multiplicando-se a porcentagem de carga que o pórtico 6 recebe no caso 2.1 (tabela A 30 do apêndice 6) pela carga de vento em cada pavimento obtida conforme a norma brasileira (tabela A 12 do apêndice 2). Conforme dito anteriormente, os valores dos carregamentos já são os valores de cálculo, majorados pelos coeficientes de ponderação de cada combinação.

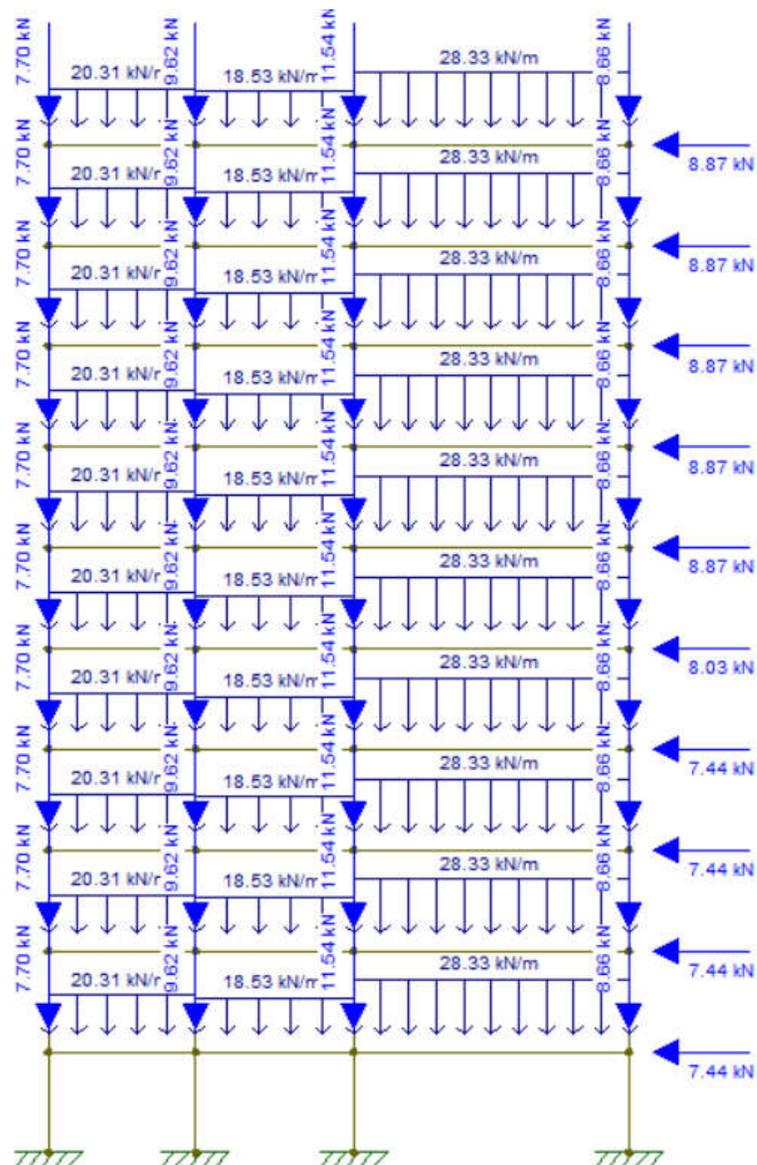
A figura A 24 mostra o mesmo pórtico no caso 5, referente à norma europeia. As cargas verticais são compostas da mesma forma que anteriormente, isto é, pelas cargas nas vigas e por cargas concentradas nos pilares representando o peso próprio dos mesmos. As cargas horizontais, no caso do carregamento 5 representam o efeito do vento na direção x e o desaprumo nesta mesma direção. Os valores por pavimento foram obtidos multiplicando-se a porcentagem de carga que o pórtico 6 recebe no caso 5 (tabela A 30 do apêndice 6) pela carga de vento em cada pavimento obtida conforme a norma europeia (tabela A 14 do apêndice 2), somado ao efeito do desaprumo, apresentados na tabela A 20 do apêndice 2. Novamente, os valores apresentados já são os valores de cálculo.

Figura A 23 – Cargas atuantes no pórtico 6 no caso 2.1 de carregamento



Fonte: Adaptado do software ftool

Figura A 24 – Cargas atuantes no pórtico 6 no caso 5 de carregamento



Fonte: Adaptado do software *ftool*

APÊNDICE 8 – MEMORIAL DE CÁLCULO: DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Como o objetivo deste trabalho é uma comparação do procedimento para dimensionamento de pilares e não o projeto completo com detalhamento dos mesmos, foram escolhidos alguns pilares para serem dimensionados. Além disso, apenas um dentre os dez trechos (dez pavimentos) destes pilares foi dimensionado, sendo escolhido o trecho entre a 3ª e 4ª lajes para tal.

A escolha dos pilares buscou englobar os 3 posicionamentos dos mesmos de forma que foram escolhidos para serem dimensionados no trecho entre a 3ª e 4ª pavimentos os pilares P10, P16, P20 e P21.

Para cada um destes pilares existem 10 casos de carregamento, sendo 7 pela norma brasileira e 3 pela norma europeia, conforme apresentado no apêndice 5. Para cada uma das normas escolheu-se o caso mais desfavorável para aplicar o procedimento manual de dimensionamento para cada pilar.

Para a definição do caso mais desfavorável para cada pilar pela norma brasileira foi utilizado o software PCalc. Nele foram adicionados os dados de geometrias da seção transversal e as propriedades do concreto e aço, bem como todos os casos de carregamento dessa norma e, como resultado, o software mostra qual dos casos é o mais desfavorável. A Tabela A 32 mostra qual dos casos é o mais desfavorável para cada um dos pilares pela norma brasileira.

Tabela A 32 – Caso mais desfavorável para cada pilar pela norma brasileira

Pilar	P10	P16	P20	P21
Caso mais desfavorável	3.2	3.2	2.3	1

Fonte: O autor

Para a norma europeia a definição do caso mais desfavorável foi feito mediante o cálculo dos 3 casos para cada um dos pilares obtendo o caso crítico.

Tabela A 33 – Caso mais desfavorável para cada pilar pela norma europeia

Pilar	P10	P16	P20	P21
Caso mais desfavorável	6	4	5	5

Fonte: O autor

Dessa forma, a seguir será reportado os cálculos referentes ao caso mais desfavorável de cada norma para cada um dos pilares no trecho entre o 3º e 4º pavimentos.

A.8.1 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELA NORMA BRASILEIRA – NBR 6118/2014:

Cabe ressaltar que os pilares selecionados para o dimensionamento não possuem nenhuma dimensão menor que 19cm, de forma que os esforços de cálculo atuantes (N_d , $M_{d,x}$ e $M_{d,y}$) não precisam ser majorados pelo coeficiente γ_n (isto é, $\gamma_n=1$) apresentado na tabela A 7 do apêndice 1. Para o dimensionamento, o procedimento será composto pelas etapas mostradas a seguir. O dimensionamento do pilar deve ser feito em 3 seções: seção no topo (s.t.), seção na base (s.b.) e na seção central (s.c.), sendo que o caso mais crítico será o que definirá a armadura no mesmo.

i) Cálculo do índice de esbeltez, índice de esbeltez limite e momento mínimo: serão aplicadas as equações e definições apresentadas nos itens 9.1.1.1 e 9.1.1.3. A comparação dos valores λ_1 e λ determina se os efeitos locais de segunda ordem podem ou não ser desprezados.

ii) Verificação da seção quanto à compressão: conforme apresentado no item 9.1.3 do capítulo 9, essa etapa visa garantir que as dimensões da seção transversal do pilar são suficientes para que não haja ruptura por compressão do concreto.

iii) Cálculo dos momentos de segunda ordem: os esforços vindos dos efeitos de 2ª ordem são somados aos de primeira ordem, quando estes efeitos não podem ser desprezados, para obtenção dos esforços finais para dimensionamento do pilar. Vale ressaltar que deformações causadas pelos efeitos de 2ª ordem em pilares biapoiados serão consideradas de

formato parabólico, tendo assim na seção central valor máximo e nulo nas extremidades, isto é, a excentricidade de 2ª ordem vale $e_{2,topo}=e_{2,base}=0$ $e_{2,centro} = e_2$.

iv) Cálculo da armadura A_s necessária: definindo-se os esforços atuantes nas seções do topo, base e centro pode-se, com o uso de ábacos, definir as armaduras necessárias para a seção do pilar de forma a resistir aos esforços solicitantes, conforme definido no item 9.1.4.

Cabe ressaltar que um dos parâmetros de entrada nos ábacos é o valor de d' que no presente trabalho terá seu valor definido em $d'=4$ cm. Isso se justifica ao considerar uma classe de agressividade II (moderada) que exige 3 cm de cobrimento, com desconto de 0,5cm em função do uso de um concreto com f_{ck} maior que o mínimo que é de 25 MPa (NBR 6118, 7.4.7.6). Este cobrimento de 2,5cm se encaixa dentro das recomendações do EC2 para uma classe de agressividade correspondente (EC2, 4.4.1.2).

Tabela A 34 –Parâmetros dos materiais para dimensionamento pela norma brasileira

Materiais e Coeficientes – NBR 6118						
Concreto	f_{ck} (MPa)	30	γ_c	1,4	f_{cd} (kN/cm ²)	2,143
Aço	f_{yk} (MPa)	500	γ_s	1,15	f_{yd} (kN/cm ²)	43,48

Fonte: O autor

A.8.1.1 - Pilar P10

Tabela A 35 – Dados do pilar P10 pela norma brasileira

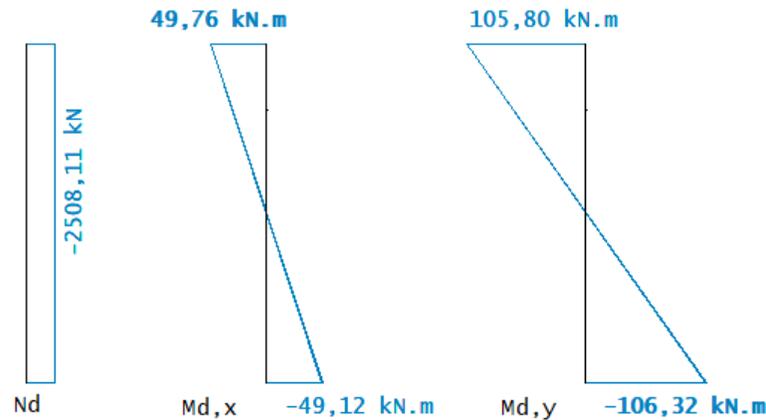
Dados do P10			
h_x (cm)	19	l_{ex} (cm)	290
h_y (cm)	40	l_{ey} (cm)	269

Fonte: O autor

Tabela A 36 – Esforços no pilar P10 pela norma brasileira

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	3.2	Nd	2508,11
Md,y (topo)	105,8	Md,x (topo)	49,76
Md,y (base)	-106,32	Md,x (base)	-49,12

Figura A 25 – Esforços iniciais no pilar P10 pela norma brasileira



Fonte: O autor

A.8.1.1.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 290}{19} = 25,1 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 269}{40} = 49,0$$

Lembrando que os comprimentos de flambagem l_e são dados por $l_e = \min \{l_0 + h ; l\}$ conforme apresentado no item 9.1.1.1. Dessa forma, para a direção x: $l_{e,x} = l_{0,e,y} + h_y = 250 + 40 \text{ cm} = 290\text{cm}$, seguindo o mesmo raciocínio para a direção y e para os outros pilares.

Como apresentado no mesmo item, o valor de M_A é o de maior valor absoluto entre os momentos no topo e na base para cada direção, e adotado como sendo positivo, enquanto o momento M_B é o de menor valor absoluto, adotado como sendo positivo quando traciona a mesma face que M_A e negativo caso contrário. Para o P10, na direção x, tem-se $M_{d1,A,x} = 49,76 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,x} = -49,12 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{d1,A,y} = 106,32 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,y} = -105,80 \text{ kN.m}$.

Os momentos mínimos que devem ser considerados são de:

$$M_{d1,\min,x} = 2508,11 (0,015 + 0,03 \times 0,40\text{m}) = 67,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{d1,\min,y} = 2508,11(0,015 + 0,03 \times 0,19\text{m}) = 51,92 \text{ kN.m}$$

Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_1 tem-se que:

$$e_{1,x} = \frac{49,76}{2508,11} = 0,0198 \text{ m} = 1,98 \text{ cm} \quad e_{1,y} = \frac{106,32}{2508,11} = 0,0424\text{m} = 4,24 \text{ cm}$$

Ainda, comparando os valores nota-se que os momentos em torno do eixo x ($M_{d,x}$) são menores que os momentos mínimos na mesma direção ($M_{d1,min,x}$), fazendo com que o valor de $\alpha_{b,x} = 1$, enquanto $\alpha_{b,y}$ é dado abaixo, permitindo o cálculo dos índices limites.

$$\alpha_{b,y} = 0,6 + 0,4 \frac{-105,80}{106,32} = 0,2 \geq 0,4, \text{ logo } \alpha_{b,y} = 0,4$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{1,98}{40}\right)}{1} = 25,6 \geq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{4,24}{19}\right)}{0,40} = 69,5$$

Assim, como tanto $\lambda_x < \lambda_{1,x}$ quanto $\lambda_y < \lambda_{1,y}$, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados para as duas direções.

A.8.1.1.2 – Verificação da seção quanto à compressão:

Como apresentado no item 9.1.3, a resistência máxima da seção à compressão pode ser estimada por:

$$\sigma_{c,d} = 0,85 \times \frac{3 \text{ kN/cm}^2}{1,4} + \frac{4}{100} 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3,56 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão atuante é de:

$$\sigma = \frac{2508,11}{19 \times 40} = 3,30 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão atuante σ é menor que a resistência do concreto, porém vale lembrar que o cálculo de σ_{cd} foi realizado considerando a máxima taxa de armadura permitida pela norma ($\rho=4\%$) e mesmo assim os valores ficaram próximos um do outro, de forma, que se mantida essa seção, ela provavelmente não resistiria aos momentos atuantes. Com isso, optou-se por alterar as dimensões do pilar e, após algumas tentativas, chegou-se às dimensões $h_x=26\text{cm}$ e $h_y=65\text{cm}$, que ainda cumprem com a relação máxima entre os lados dos pilares de 1:4 definida pela norma europeia e 1:5 definida pela norma brasileira.

É importante ressaltar que a alteração das dimensões de um pilar implicaria em modificações de outros cálculos, já que isso causaria alterações, por exemplo, nas rigidezes dos pórticos de que fazem parte, modificando tanto os parâmetros de estabilidade do edifício, quanto os esforços nele atuantes. Entretanto, essa questão não será revista no presente trabalho, visto que o objetivo é o comparativo entre as normas e não o projeto dos pilares em si, mantendo os mesmos esforços atuantes no pilar, alterando apenas as dimensões.

A.8.1.1.3 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo para a nova seção:

Tabela A 37 – Dados do P10 após redimensionamento pela norma brasileira

Dados do P10 após alteração das dimensões			
hx (cm)	26	lex (cm)	300
hy (cm)	65	ley (cm)	276

Fonte: O autor

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{65} = 16,0 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 276}{26} = 36,7$$

Os momentos mínimos são agora de:

$$M_{d1,min,x} = 2508,11 (0,015 + 0,03 \times 0,65m) = 86,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{d1,min,y} = 2508,11 (0,015 + 0,03 \times 0,26m) = 57,18 \text{ kN.m}$$

As excentricidades $e_{1,x}$ e $e_{1,y}$ permanecem com os mesmos valores, assim como os coeficientes $\alpha_{b,x}$ e $\alpha_{b,y}$. Dessa forma, os valores de λ_1 são de:

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{1,98}{65} \right)}{1} = 25 \leq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{4,24}{26} \right)}{0,40} = 67,60$$

Da mesma forma que anteriormente, $\lambda_x < \lambda_{1,x}$ e $\lambda_y < \lambda_{1,y}$ e os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados nas duas direções.

A.8.1.1.4 – Verificação da seção quanto à compressão para a nova seção:

Enquanto a máxima resistência à compressão permanece a mesma, $\sigma_{cd} = 3,56 \text{ kN/cm}^2$, a tensão atuante com a modificação é reduzida, dando maior margem para o prosseguimento do dimensionamento, tendo o valor de :

$$\sigma = \frac{2508,11 \text{ kN}}{26\text{cm} \times 65\text{cm}} = 1,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{cd} \text{ ok!}$$

A.8.1.1.6 – Cálculo da armadura necessária

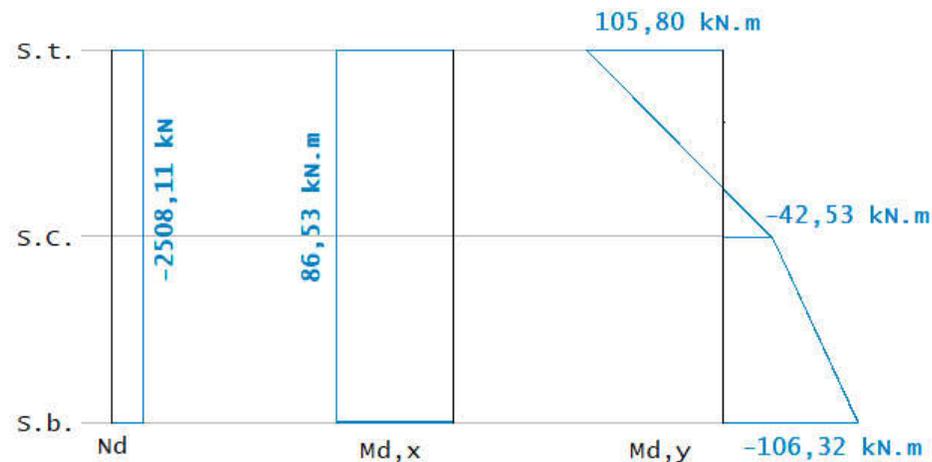
Assim, em resumo, os esforços atuantes no pilar P10 pela norma brasileira são:

$$N_d = -2508,11 \text{ kN}$$

$$M_{d,x}^{\text{topo}} = M_{d,x}^{\text{base}} = 86,53 \text{ kN.m (momento mínimo)}$$

$$M_{d,y}^{\text{topo}} = 105,80 \text{ kN.m e } M_{d,y}^{\text{base}} = -106,32 \text{ kN.m}$$

Figura A 26 – Esforços para o dimensionamento do P10 pela norma brasileira



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Analisando a figura A 26 nota-se que o caso mais crítico será a seção na base (s.b.), dessa forma os esforços da base serão utilizados no ábaco. Para a escolha do ábaco adequado são considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/26 = 0,15$ e $d'/h_y = 4/65 = 0,06 \approx 0,05$. Serão testadas 4 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2, 3 e 5 da Figura 24.. Os ábacos utilizados são os de número 21, 22, 23 e 24,

interpolando os ábacos A ($v=0,6$) e B ($v=0,8$) para obter os resultados para $v=0,7$ que é o valor calculado. Os parâmetros de entrada são:

$$v = \frac{2508,11 \text{ kN}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,7$$

$$\mu_x = \frac{8653 \text{ kN.cm}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 65 \text{ cm}} = 0,04$$

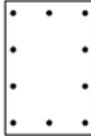
$$\mu_y = \frac{10632 \text{ kN.cm}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 26 \text{ cm}} = 0,11$$

Com isso obtém-se uma taxa de armadura ω para cada ábaco que, ao ser substituída na equação abaixo, resulta na área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2}$$

A Tabela A 38 apresenta os resultados do P10 para a norma brasileira

Tabela A 38 – Área de armadura necessária para o P10 pela norma brasileira

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3	5
				
As necessário (cm²)	21,7	20,4	20,0	21,2

Fonte: O autor

A.8.1.2 - Pilar P16

Tabela A 39 – Dados do pilar P16 pela norma brasileira

Dados do P16			
hx (cm)	45	lex (cm)	275
hy (cm)	25	ley (cm)	295

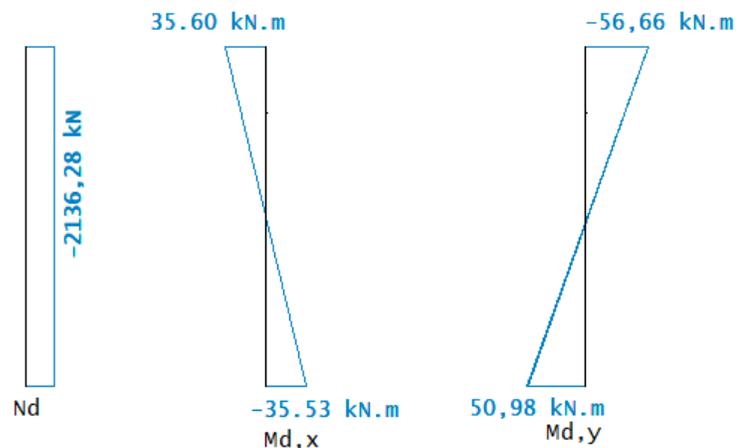
Fonte: O autor

Tabela A 40 – Esforços no pilar P16 pela norma brasileira

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	3.2	Nd	2136,28
Md,y (topo)	-56,66	Md,x (topo)	35,6
Md,y (base)	50,98	Md,x (base)	-35,53

Fonte: O autor

Figura A 27 – Esforços iniciais no P16 pela norma brasileira



Fonte: O autor

A.8.1.2.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 275}{25} = 38,1 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 295}{45} = 22,7$$

Para o P16, na direção x, tem-se $M_{d1,A,x} = 35,6 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,x} = -35,53 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{d1,A,y} = 56,66 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,y} = -50,98 \text{ kN.m}$.

Os momentos mínimos que devem ser considerados são de:

$$M_{d1,min,x} = 2136,28 (0,015 + 0,03 \times 0,25m) = 48,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{d1,min,y} = 2136,28 (0,015 + 0,03 \times 0,45m) = 60,88 \text{ kN.m}$$

Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_1 tem-se que:

$$e_{1,x} = \frac{35,3}{2136,28} = 0,0167 \text{ m} = 1,67 \text{ cm} \quad e_{1,y} = \frac{56,66}{2136,28} = 0,0265 \text{ m} = 2,65 \text{ cm}$$

Comparando-se os momentos existentes com os momentos mínimos, nota-se que em ambas as direções os momentos mínimos são maiores que os atuantes, em valor absoluto, fazendo com que os valores de α_b , sejam $\alpha_{b,x} = \alpha_{b,y} = 1$. Assim:

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{1,67}{25}\right)}{1} = 25,8 \leq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{2,65}{45}\right)}{1} = 25,7 \leq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,y} = 35$$

Como $\lambda_x > \lambda_{1,x}$ os efeitos de segunda ordem devem ser considerados nos momentos em torno do eixo x, enquanto que para os momentos em torno de y, em que $\lambda_y < \lambda_{1,y}$, esses efeitos podem ser desprezados.

A.8.1.2.2 – Verificação da seção quanto à compressão:

A tensão atuante no P16, calculada abaixo, é menor que a resistência estimada com boa margem, de forma que a seção será mantida em 45x25cm.

$$\sigma = \frac{2136,28}{25 \times 45} = 1,90 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,56 \text{ kN/cm}^2$$

A.8.1.2.3 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem para os momentos em torno de x:

Conforme apresentado no item 9.1.1.2, o cálculo do momento total atuante em torno do eixo x é dado por:

$$v = \frac{2136,28}{25 \times 45 \times \frac{3}{1,4}} = 0,90$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{25 (0,90 + 0,5)} = 0,00014 \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{25} = 0,0002 \text{ Ok}$$

$$M_{d2,x} = 2136,28 \text{ kN} \frac{(275\text{cm})^2}{10} 0,00014 \text{ cm}^{-1} \frac{1\text{m}}{100\text{cm}} = 23,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 48,07 \text{ kNm} + 23,31 = 71,38 \text{ kN.m}$$

A.8.1.2.4 – Cálculo da armadura necessária

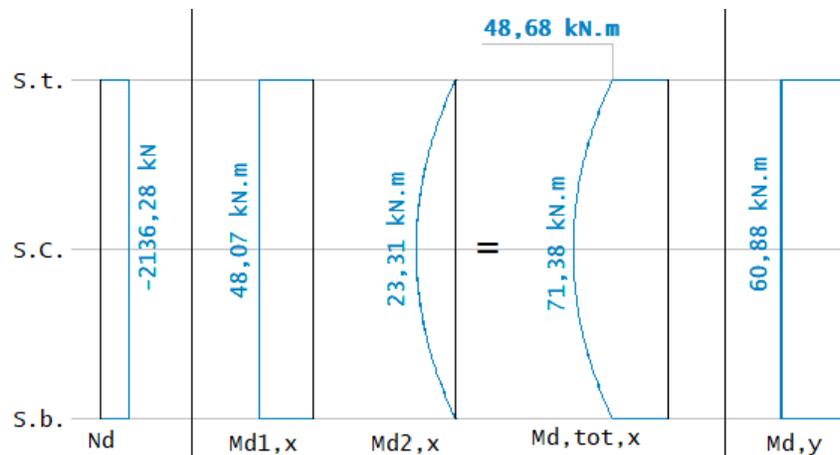
Assim, em resumo, os esforços atuantes no pilar P16 pela norma brasileira são:

$$N_d = 2136,28 \text{ kN}$$

$$M_{d1,x} = 48,07 \text{ kN.m (momento mínimo) e } M_{d2,x} = 23,31 \text{ kN.m e } M_{d,tot,x} = 71,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y} = 60,88 \text{ kN.m (momento mínimo)}$$

Figura A 28 – Esforços para dimensionamento do P16 pela norma brasileira



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Analisando a figura A 28. nota-se que o caso mais crítico será a seção central (s.c.) dessa forma os esforços desta seção serão os utilizados no ábaco. Para a escolha do ábaco adequado são considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/45 = 0,09 \simeq 0,10$ e $d'/h_y = 4/25 = 0,16 \simeq 0,15$. Serão testadas 4 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 2, 3, 5 e 6 da Figura 24.. Os ábacos utilizados são os de número 26, 27, 29 e 30. Os parâmetros de entrada no mesmo são dados abaixo. Estes ábacos se apresentam com as direções x e y invertidas, apenas requerendo que o parâmetro μ_x entre nos ábacos como μ_y e vice-versa.

$$v = \frac{2136,28 \text{ kN}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,90$$

$$\mu_x = \frac{7138 \text{ kN.cm}}{25\text{cm} \times 45\text{cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 25\text{cm}} = 0,12$$

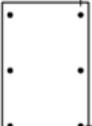
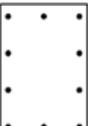
$$\mu_y = \frac{6088 \text{ kN.cm}}{25\text{cm} \times 45\text{cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 45\text{cm}} = 0,06$$

Como o ábaco apresenta a possibilidade de utilizar $v=1,0$ ou $v=0,8$ foi feito uma interpolação entre as taxas de armadura ω obtidas e pegando o valor médio que seria o representativo de $v=0,9$. De posse das taxas de armaduras ω para cada ábaco, ao substituir na equação abaixo, calcula-se a área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2}$$

A Tabela A 41 apresenta os resultados para o P16 para a norma brasileira:

Tabela A 41 – Área de armadura necessária para o P16 pela norma brasileira

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	2	3	5	6
				
As necessário (cm ²)	27,7	26,6	26,9	26,9

Fonte: O autor

A.8.1.3 - Pilar P20

Tabela A 42 – Dados do pilar P20 pela norma brasileira

Dados do P20			
hx (cm)	60	lex (cm)	269
hy (cm)	19	ley (cm)	300

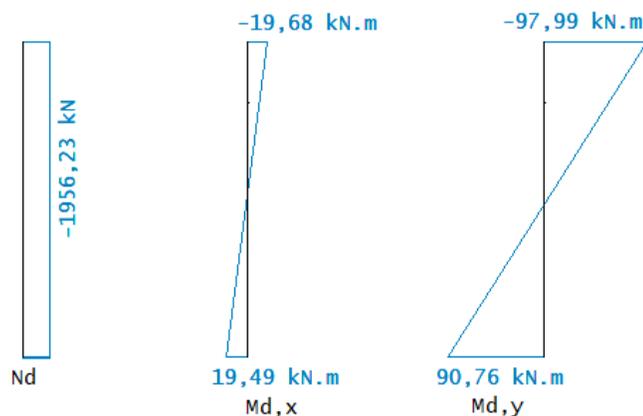
Fonte: O autor

Tabela A 43 – Esforços no pilar P20 pela norma brasileira

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	2.3	Nd	1956,23
Md,y (topo)	-97,99	Md,x (topo)	-19,68
Md,y (base)	90,76	Md,x (base)	19,49

Fonte: O autor

Figura A 29 – Esforços iniciais no P20 pela norma brasileira



Fonte: O autor

A.8.1.3.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 269}{19} = 49,0 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 300}{60} = 17,3$$

Para o P20, na direção x, tem-se $M_{d1,A,x} = 19,68 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,x} = -19,49 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{d1,A,y} = 97,99 \text{ kN.m}$ e $M_{d1,B,y} = -90,76 \text{ kN.m}$.

Os momentos mínimos que devem ser considerados são de:

$$M_{d1,min,x} = 1956,23 (0,015 + 0,03 \times 0,19\text{m}) = 40,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{d1,min,y} = 1956,23 (0,015 + 0,03 \times 0,60\text{m}) = 64,56 \text{ kN.m}$$

Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_1 tem-se que:

$$e_{1,x} = \frac{19,68}{1956,23} = 0,010 \text{ m} = 1,0 \text{ cm} \quad e_{1,y} = \frac{97,99}{1956,23} = 0,050 \text{ m} = 5,0 \text{ cm}$$

Ainda, comparando os valores nota-se que os momentos em torno do eixo x são menores que os momentos mínimos na mesma direção, fazendo com que o valor de $\alpha_{b,x} = 1$, enquanto $\alpha_{b,y}$ é dado abaixo, permitindo o cálculo dos índices limites.

$$\alpha_{b,y} = 0,6 + 0,4 \frac{-90,76}{97,99} = 0,23 \geq 0,4, \text{ logo } \alpha_{b,y} = 0,4$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{1,01}{19}\right)}{1} = 25,7 \geq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{5,01}{60}\right)}{0,4} = 65,1$$

Novamente, como $\lambda_x > \lambda_{1,x}$ os efeitos de segunda ordem devem ser considerados nos momentos em torno do eixo x, enquanto que para os momentos em torno de y, em que $\lambda_y < \lambda_{1,y}$, esses efeitos podem ser desprezados.

A.8.1.3.2 – Verificação da seção quanto à compressão:

$$\sigma = \frac{1956,23}{19 \times 60} = 1,72 \frac{kN}{cm^2} < \sigma_{cd} = 3,56 \frac{kN}{cm^2} \text{ ok!}$$

Como a tensão atuante é menor que a resistência estimada com boa margem, a seção será mantida em 60x19 cm.

A.8.1.3.3 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem para os momentos em torno de x:

Conforme apresentado no item 9.1.1.2, o cálculo do momento total atuante em torno do eixo x é dado por:

$$v = \frac{1956,23}{19 \times 60 \times \frac{3}{1,4}} = 0,80$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{19 (0,80 + 0,5)} = 0,0002 \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{19} = 0,00026 \text{ Ok!}$$

$$M_{d2,x} = 1956,23 \text{ kN} \frac{(269 \text{ cm})^2}{10} 0,0002 \text{ cm}^{-1} \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 28,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 40,49 \text{ kN.m} + 28,64 \text{ kN.m} = 69,13 \text{ kN.m}$$

A.8.1.3.4 – Cálculo da armadura necessária

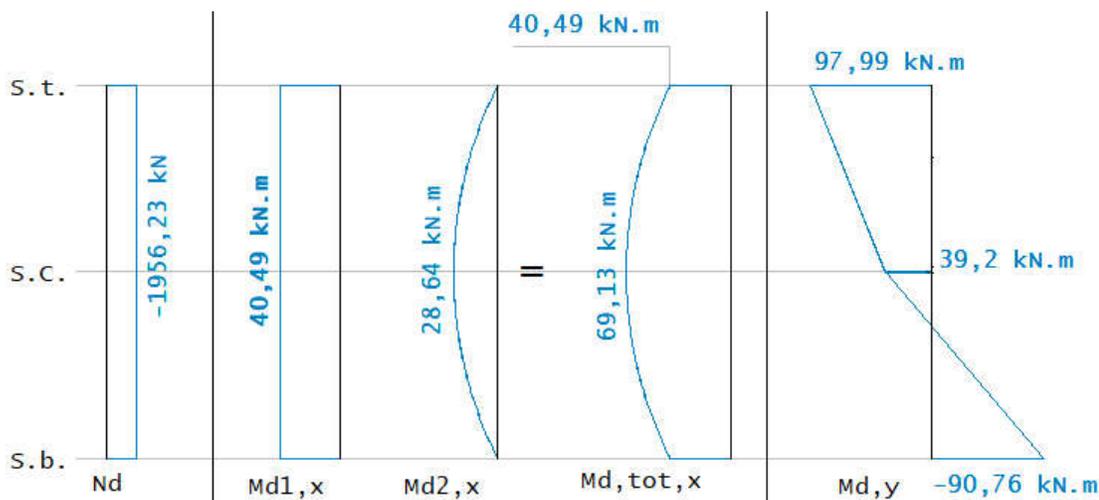
Assim, em resumo, os esforços atuantes no pilar P20 pela norma brasileira são:

$$N_d = 1956,23 \text{ kN}$$

$$M_{d1,x} = 40,49 \text{ kN.m} \text{ e } M_{d2,x} = 28,64 \text{ kN.m} \text{ e } M_{d,tot,x} = 69,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y}^{\text{topo}} = 97,99 \text{ kN.m} \text{ e } M_{d,y}^{\text{base}} = -90,76 \text{ kN.m}$$

Figura A 30 – Esforços para dimensionamento do P20 pela norma brasileira



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Analisando a figura A 30 nota-se que as seções do topo (s.t.) e central (s.c.) podem ser as críticas, de forma que ambas serão testadas. Para a escolha do ábaco adequado nos dois casos, serão considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/60 = 0,066 \approx 0,05$ e $d'/h_y = 4/19 = 0,21 \approx 0,20$. Serão testadas 3 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2 e 3 da Figura 24. Os ábacos utilizados são os de número 11, 12 e 13, nos quais as direções x e y encontram-se invertidas, requerendo que o parâmetro μ_x entre no sábacos como μ_y e vice-versa. Os parâmetros de entrada no ábaco para a seção no topo são:

$$v = \frac{1956,23 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,80$$

$$\mu_x = \frac{4049 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 19 \text{ cm}} = 0,09$$

$$\mu_y = \frac{9799 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 60 \text{ cm}} = 0,07$$

Já para a seção central, os parâmetros de entrada no ábaco são:

$$v = \frac{1956,23 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,80$$

$$\mu_x = \frac{6913 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 19 \text{ cm}} = 0,15$$

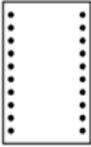
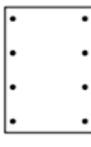
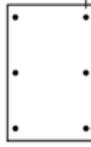
$$\mu_y = \frac{340 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 60 \text{ cm}} = 0,002$$

Calculando-se para as duas seções, obtém-se que a seção central é a crítica. Para tal seção, definindo para os diferentes ábacos as respectivas taxas de armadura ω e substituindo na equação abaixo, encontra-se a área de aço A_s necessária para cada arranjo.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2}$$

A tabela A 44 apresenta os resultados do P20 para a norma brasileira

Tabela A 44 – Área de armadura necessária para o P20 pela norma brasileira

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3
			
As necessário (cm ²)	26,4	24,2	23,0

Fonte: O autor

A.8.1.4 - Pilar P21

Tabela A 45 – Dados do pilar P21 pela norma brasileira

Dados do P21			
hx (cm)	19	lex (cm)	295
hy (cm)	45	ley (cm)	259

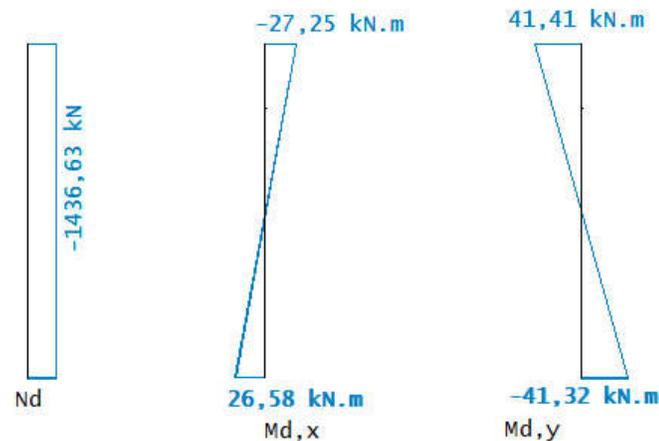
Fonte: O autor

Tabela A 46 – Esforços no pilar P21 pela norma brasileira

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	1	Nd	1436,63
Md,y (topo)	41,41	Md,x (topo)	-27,25
Md,y (base)	-41,32	Md,x (base)	26,58

Fonte: O autor

Figura A 31 – Esforços iniciais no P21 pela norma brasileira



Fonte: O autor

A.8.1.4.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 295}{45} = 22,7 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 259}{19} = 47,2$$

Para o P21, na direção x, tem-se $M_{d1,A,x} = 27,25$ kN.m e $M_{d1,B,x} = -26,58$ kN.m e na direção y $M_{d1,A,y} = 41,41$ kN.m e $M_{d1,B,y} = -41,32$ kN.m.

Os momentos mínimos que devem ser considerados são de:

$$M_{d1,min,x} = 1436,63 (0,015 + 0,03 \times 0,45m) = 40,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{d1,min,y} = 1436,63 (0,015 + 0,03 \times 0,19m) = 29,74 \text{ kN.m}$$

Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_1 tem-se que:

$$e_{1,x} = \frac{27,25}{1436,63} = 0,0190 \text{ m} = 1,90 \text{ cm} \quad e_{1,y} = \frac{41,41}{1436,63} = 0,0288 \text{ m} = 2,88 \text{ cm}$$

Ainda, como $M_{d1,x} < M_{d1x,min}$, $\alpha_{b,x} = 1$, enquanto $\alpha_{b,y}$ é dado abaixo, permitindo calcular os índices limites:

$$\alpha_{b,y} = 0,6 + 0,4 \frac{-41,32}{41,41} = 0,20 \geq 0,4, \text{ logo } \alpha_{b,y} = 0,4$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{1,90}{45}\right)}{1} = 25,5 \geq 35, \quad \text{logo } \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{2,88}{19}\right)}{0,4} = 67,3$$

Como tanto $\lambda_x < \lambda_{1,x}$ quanto $\lambda_y < \lambda_{1,y}$ os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados em ambas as direções.

A.8.1.4.2 – Verificação da seção quanto à compressão:

$$\sigma = \frac{1436,63}{19 \times 45} = 1,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,56 \text{ kN/cm}^2$$

Como a tensão atuante é menor que a resistência estimada com boa margem, a seção será mantida em 19x45 cm.

A.8.1.3.3 – Cálculo da armadura necessária

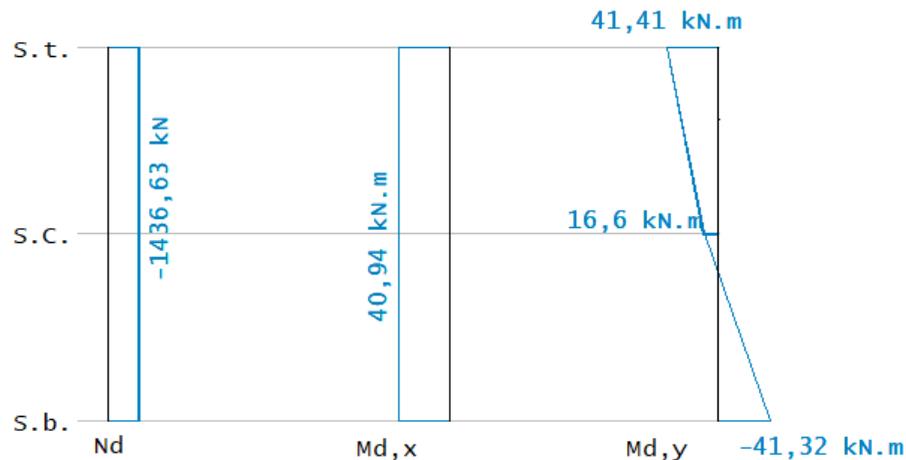
Assim, em resumo, os esforços atuantes no pilar P21 pela norma brasileira são:

$$N_d = -1436,63 \text{ kN}$$

$$M_{d,x}^{\text{topo}} = M_{d,x}^{\text{base}} = 40,94 \text{ kN.m (momento mínimo)}$$

$$M_{d,y}^{\text{topo}} = 41,41 \text{ kN.m e } M_{d,y}^{\text{base}} = -41,32$$

Figura A 32 – Esforços para dimensionamento do P21 pela norma brasileira



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Analisando a figura A 32 nota-se que o caso mais crítico será a seção do topo, (s.t.) dessa forma os esforços desta seção serão os utilizados no ábaco. Para a escolha do ábaco adequado são considerados os valores de $d'/h_x = 4/19 = 0,21 \square 0,20$ e $d'/h_y = 4/45 = 0,09 \square 0$. Serão testadas 3 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2 e 3 da Figura 24.. Os ábacos utilizados são os de número 14, 15 e 16. Os parâmetros de entrada no mesmo são:

$$v = \frac{1436,63 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,78$$

$$\mu_x = \frac{4094 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 45 \text{ cm}} = 0,05$$

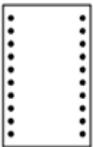
$$\mu_y = \frac{4141 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2 \times 19 \text{ cm}} = 0,12$$

Com isso obtém-se uma taxa de armadura ω para cada ábaco que, ao ser substituída na equação abaixo, resulta na área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{3}{1,4} \text{ kN/cm}^2}$$

A Tabela A 47 apresenta os resultados para o P21 para a norma brasileira

Tabela A 47 – Área de armadura necessária para o P21 pela norma brasileira

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3
			
As necessário (cm ²)	18,5	16,9	16,9

Fonte: O autor

A.8.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELA NORMA EUROPEIA – EC2-1-1:

De forma similar, dimensionamento do pilar deve ser feito em 3 seções: seção no topo (s.t.), seção na base (s.b.) e na seção central (s.c.), sendo que o caso mais crítico será o que definirá a armadura no mesmo. Para o dimensionamento, o procedimento será composto pelas etapas mostradas a seguir

i) Cálculo do índice de esbeltez e índice de esbeltez limite: aplicadas as equações e definições apresentadas no item 9.2.1.1 A comparação dos valores λ_{lim} e λ determina se os efeitos locais de segunda ordem podem ou não ser desprezados.

ii) Definição dos momentos de 1ª ordem: considerando o momento existente, o de desaprumo e o mínimo definem-se os esforços de primeira ordem no pilar, conforme apresentado no item 9.2.2.

iii) Verificação da seção quanto à compressão: conforme apresentado no item 9.2.3, essa etapa visa garantir que as dimensões da seção transversal do pilar são suficientes para que não haja ruptura por compressão do concreto.

iv) Cálculo dos momentos de segunda ordem: os esforços vindos dos efeitos de 2ª ordem são somados aos de primeira ordem, quando estes efeitos não podem ser desprezados, para obtenção dos esforços finais para dimensionamento do pilar. Assim como anteriormente, os efeitos de 2ª ordem serão considerados apenas na seção central (deformação parabólica), de forma que a excentricidade de 2ª ordem vale $e_{2, \text{topo}} = e_{2, \text{base}} = 0$ e $e_{2, \text{central}} = e_2$.

v) Cálculo da armadura A_s necessária: o procedimento é o mesmo feito na norma brasileira, o único detalhe é quanto ao processo de criação dos ábacos já que neles já está embutido o coeficiente que considera os efeitos da aplicação de cargas de longa duração na resistência do concreto (que para ambas as normas é 0,85). Como a norma europeia considera esse coeficiente para o cálculo do f_{cd} (equação (100)), no cálculo dos parâmetros adimensionais de entrada nos ábacos o valor de f_{cd} será dividido por 0,85, normalizando o processo.

Tabela A 48 –Parâmetros dos materiais para dimensionamento pela norma europeia

Materiais e Coeficientes - EC2						
Concreto	f_{ck} (MPa)	30	γ_c	1,5	f_{cd} (kN/cm ²)	1,700
Aço	f_{yk} (MPa)	500	γ_s	1,15	f_{yd} (kN/cm ²)	43,48

Fonte: O autor

A.8.2.1 - Pilar P10

Tabela A 49 – Dados do pilar P10 para a norma europeia

Dados do P10			
h_x (cm)	26	l_0 (cm)	300
h_y (cm)	65		

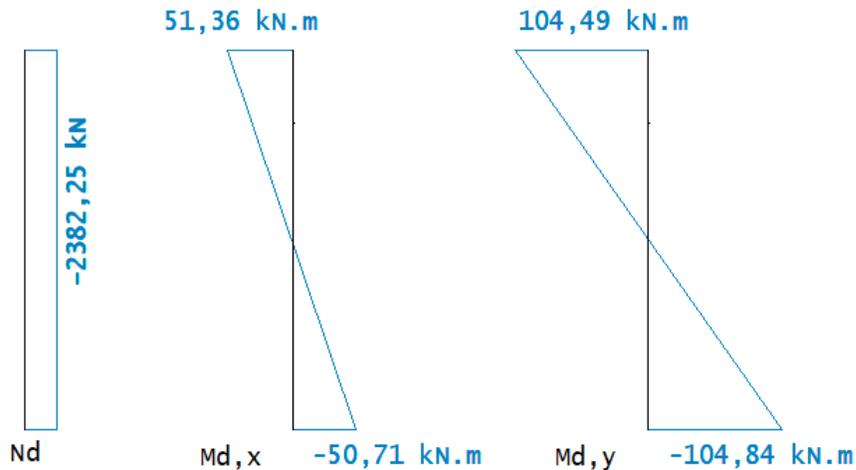
Fonte: O autor

Tabela A 50 – Esforços iniciais no pilar P10 pela norma europeia

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	6	Nd	2382,25
Md,y (topo)	104,49	Md,x (topo)	51,36
Md,y (base)	-104,84	Md,x (base)	-50,71

Fonte: O autor

Figura A 33 – Esforços iniciais no P10 pela norma europeia



Fonte: O autor

A.8.2.4.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{65} = 16,0 \quad \lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{26} = 39,9$$

Para o P10, na direção x, tem-se $M_{02d,x} = 51,36$ kN.m e $M_{01d,x} = -50,71$ e na direção y $M_{02d,y} = 104,84$ kN.m e $M_{01d,y} = -104,49$ kN.m. Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_{lim} , considerando que $A=0,7$ e $B=1,1$, obtém-se:

$$n = \frac{2382,25 \text{ kN}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times 1,7 \text{ kN/cm}^2} = 0,83$$

$$r_{m,x} = \frac{-50,71 \text{ kN.m}}{51,36 \text{ kN.m}} = -0,99 \quad r_{m,y} = \frac{-104,49 \text{ kN.m}}{104,84 \text{ kN.m}} = -1,00$$

$$C_x = 1,70 - (-0,99) = 2,69 \quad C_y = 1,70 - (-1,00) = 2,70$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,69}{\sqrt{0,83}} = 45,4 \quad \lambda_{lim,y} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,70}{\sqrt{0,83}} = 45,6$$

Como tanto $\lambda_x < \lambda_{lim,x}$ quanto $\lambda_y < \lambda_{lim,y}$ os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados nas duas direções.

A.8.2.4.2 – Definição dos esforços de primeira ordem:

O momento devido as imperfeições geométricas é calculado considerando uma excentricidade $e_1 = 10/400 = 300/400 = 0,75 \text{ cm} = 0,0075\text{m}$. Dessa forma, o momento devido ao desaprumo, para ambas as direções, é:

$$M_{1d,desaprumo} = 2382,25 \text{ kN} \times 0,0075\text{m} = 17,87 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, os momentos totais de 1ª ordem nas duas extremidades do pilar em torno do eixo x são:

$$M_{0d,x,total}^{topo} = 51,36 + 17,87 = 69,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,x,total}^{base} = -50,71 - 17,87 = -68,58 \text{ kN.m}$$

Enquanto para em torno do eixo y são:

$$M_{0d,y,total}^{topo} = 104,49 + 17,87 = 122,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,y,total}^{base} = -104,84 - 17,87 = -122,71 \text{ kN.m}$$

Ainda, esses valores devem ser comparados com os momentos mínimos exigidos pela norma, que são calculados pela excentricidade mínima e_0 :

$$e_{0,x} = \frac{65}{30} = 2,17 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,x} = 2,17 \text{ cm}$$

$$e_{0,y} = \frac{26}{30} = 0,87 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,y} = 2 \text{ cm}$$

$$M_{0,x,min} = 2382,25 \text{ kN} \times 0,0217 \text{ m} = 51,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{0,y,min} = 2382,25 \text{ kN} \times 0,0200 \text{ m} = 47,65 \text{ kN.m}$$

Como os momentos nas extremidades nas duas direções são maiores que os momentos mínimos eles serão mantidos, de forma que os novos valores de M_{01} e M_{02} para cada direção são: $M_{02d,x} = 69,23 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,x} = -68,58 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{02d,y} = 122,71 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -122,36 \text{ kN.m}$.

A.8.2.4.3 – Verificação da seção quanto à compressão:

A resistência máxima estimada à compressão da seção transversal e a tensão atuante no P10 são dadas por:

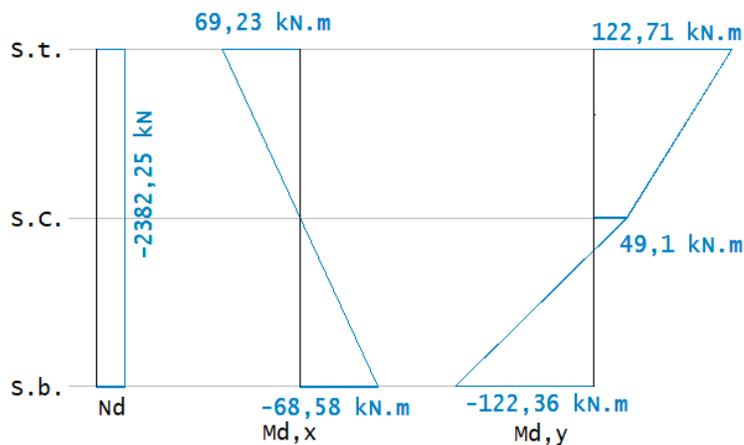
$$\sigma_{cd} = 1,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,04 \times 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3,44 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2382,25 \text{ kN}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}} = 1,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,44 \text{ kN/cm}^2 \text{ ok!}$$

A.8.2.4.4 – Cálculo da armadura As necessária

Assim, os esforços atuantes nas 3 seções a se considerar são:

Figura A 34 – Esforços para dimensionamento do P10 pela norma europeia



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Pela análise da figura A34, percebe-se que a seção de topo e base são similares, de forma que será considerada a de topo como sendo a crítica, de forma que seus esforços serão utilizados para o dimensionamento. Para a escolha do ábaco serão considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/26 = 0,15$ e $d'/h_y = 4/65 = 0,06 \simeq 0,05$. Serão testadas 4 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2, 3 e 5 da Figura 24. Os ábacos utilizados são os de número 21, 22, 23 e 24, interpolando os valores de ω obtidos com os ábacos A ($v=0,6$) e B ($v=0,8$) para obter resultados para $v=0,7$ que é o valor calculado. Os parâmetros de entrada são:

$$v = \frac{2382,25 \text{ kN}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2} = 0,70$$

$$\mu_x = \frac{6923 \text{ kN.cm}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 65 \text{ cm}} = 0,03$$

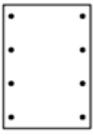
$$\mu_y = \frac{12271 \text{ kN.cm}}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 26 \text{ cm}} = 0,14$$

Com isso obtém-se uma taxa de armadura ω para cada ábaco que, ao ser substituída na equação abaixo, resulta na área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{26 \text{ cm} \times 65 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2}}$$

A Tabela A 51 apresenta os resultados para o P10 para a norma europeia:

Tabela A 51 - Áreas de armaduras necessárias para o P10 pela norma europeia

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3	5
				
As necessário (cm ²)	29,2	25,7	25,3	25,7

Fonte: O autor

A.8.2.2 - Pilar P16

Tabela A 52 – Dados do pilar P16 para a norma europeia

Dados do P16			
hx (cm)	45	lo (cm)	300
hy (cm)	25		

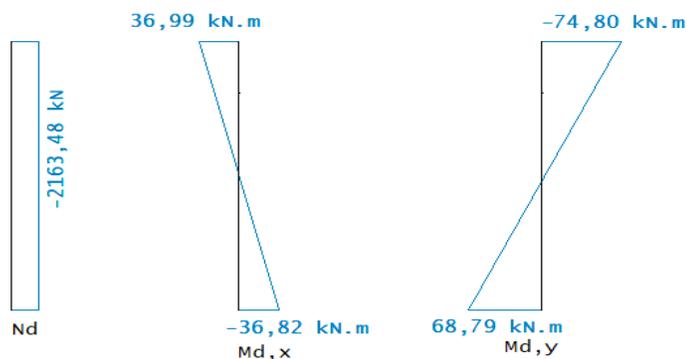
Fonte: O autor

Tabela A 53 – Esforços iniciais no pilar P16 pela norma europeia

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	4	Nd	1977,81
Md,y (topo)	-74,8	Md,x (topo)	36,99
Md,y (base)	68,79	Md,x (base)	-36,82

Fonte: O autor

Figura A 35 – Esforços iniciais no P16 pela norma europeia



Fonte: O autor

A.8.2.4.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{25} = 41,5 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 300}{45} = 23,1$$

Para o P16, na direção x, tem-se $M_{02d,x} = 36,99 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,x} = -36,82$ e na direção y $M_{02d,y} = 74,80 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -68,79 \text{ kN.m}$. Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_{lim} , considerando que $A=0,7$ e $B=1,1$, obtém-se:

$$n = \frac{1977,81 \text{ kN}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times 1,7 \text{ kN/cm}^2} = 1,03$$

$$r_{m,x} = \frac{-36,82 \text{ kN.m}}{36,99 \text{ kN.m}} = -1,00 \quad r_{m,y} = \frac{-68,79 \text{ kN.m}}{74,80 \text{ kN.m}} = -0,92$$

$$C_x = 1,70 - (-1,00) = 2,70 \quad C_y = 1,70 - (-0,92) = 2,62$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,70}{\sqrt{1,03}} = 40,9 \quad \lambda_{lim,y} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,62}{\sqrt{1,03}} = 39,8$$

Como $\lambda_x > \lambda_{lim,x}$ os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados em torno do eixo x e já que $\lambda_y < \lambda_{lim,y}$ os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados em torno do eixo y.

A.8.2.4.2 – Definição dos esforços de primeira ordem:

O momento devido as imperfeições geométricas é calculado considerando uma excentricidade $e_1 = 10/400 = 300/400 = 0,75 \text{ cm} = 0,0075\text{m}$. Dessa forma, o momento devido ao desaprumo, para ambas as direções, é:

$$M_{1d,desaprumo} = 1977,81 \text{ kN} \times 0,0075\text{m} = 14,83 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, os momentos totais de 1ª ordem nas duas extremidades do pilar em torno do eixo x são:

$$M_{0d,x,total}^{topo} = 36,99 + 14,83 = 51,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,x,total}^{base} = -36,82 - 14,83 = -51,65 \text{ kN.m}$$

Enquanto para em torno do eixo y são:

$$M_{0d,y,total}^{topo} = -74,80 - 14,83 = -89,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,y,total}^{base} = 68,79 + 14,83 = 83,62 \text{ kN.m}$$

Ainda, esses valores devem ser comparados com os momentos mínimos exigidos pela norma, que são calculados pela excentricidade mínima e_0 :

$$e_{0,x} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,x} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{0,y} = \frac{45}{30} = 1,50 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,y} = 2 \text{ cm}$$

$$M_{0,x,min} = M_{0,y,min} = 1977,81 \text{ kN} \times 0,02 \text{ m} = 39,56 \text{ kN.m}$$

Como os momentos nas extremidades nas duas direções são maiores que os momentos mínimos eles serão mantidos, de forma que os novos valores de M_{01} e M_{02} para cada direção são: $M_{02d,x} = 51,82 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,x} = -51,65 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{02d,y} = 89,63 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -83,62 \text{ kN.m}$.

A.8.2.4.3 – Verificação da seção quanto à compressão:

$$\sigma = \frac{1977,81 \text{ kN}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}} = 1,76 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,44 \text{ kN/cm}^2 \text{ ok!}$$

A.8.2.3.4 – Cálculo dos Efeitos de 2ª Ordem para os momentos em torno de x:

O momento de segunda ordem terá um formato parabólico, de forma que será nulo nas extremidades e terá seu valor máximo na seção central. A norma europeia permite considerar

um momento equivalente $M_{0d,e}$ na seção central calculado pela equação (94) apresentada no item 9.2.1.2 baseada nos momentos de extremidade que, para o P16, valem:

$$M_{0d,e,x} = 0,6 \times 51,82 + 0,4 \times (-51,65) = 10,4 < 0,4 \times 51,82 = 20,73 \text{ kN} \cdot \text{m} = M_{0d,e,x}$$

$$M_{0d,e,y} = 0,6 \times 89,63 + 0,4 \times (-83,62) = 20,33 < 0,4 \times 89,63 = 35,85 \text{ kN} \cdot \text{m} = M_{0d,e,y}$$

Para calcular o momento de 2ª ordem é necessário obter os valores de K_{ra} , K_{ϕ} e $1/r_0$, cujos resultados dependem dos parâmetros calculados abaixo, considerando que $c=10$, $l_0=300\text{cm}$, $n_{bal} = 0,4$, $\omega = 0,105$, $\varepsilon_{yd} = (434,8 \text{ MPa}/210000 \text{ MPa}) = 0,002$ e $d'=4\text{cm}$, de forma que $d_y=25\text{cm} - 4\text{cm} = 21 \text{ cm}$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002}{0,45 \times 21 \text{ cm}} = 0,00022 \text{ cm}^{-1}$$

$$n_u = 1 + 0,105 = 1,105 \quad \beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{41,5}{150} = 0,22$$

$$K_r = \frac{1,104 - 1,03}{1,105 - 0,40} = 0,106 \quad K_{\phi} = 1 + 0,22 \times 2,14 = 1,48$$

$$\frac{1}{r} = 0,106 \times 1,48 \times 0,00022 = 0,00003 \text{ cm}^{-1}$$

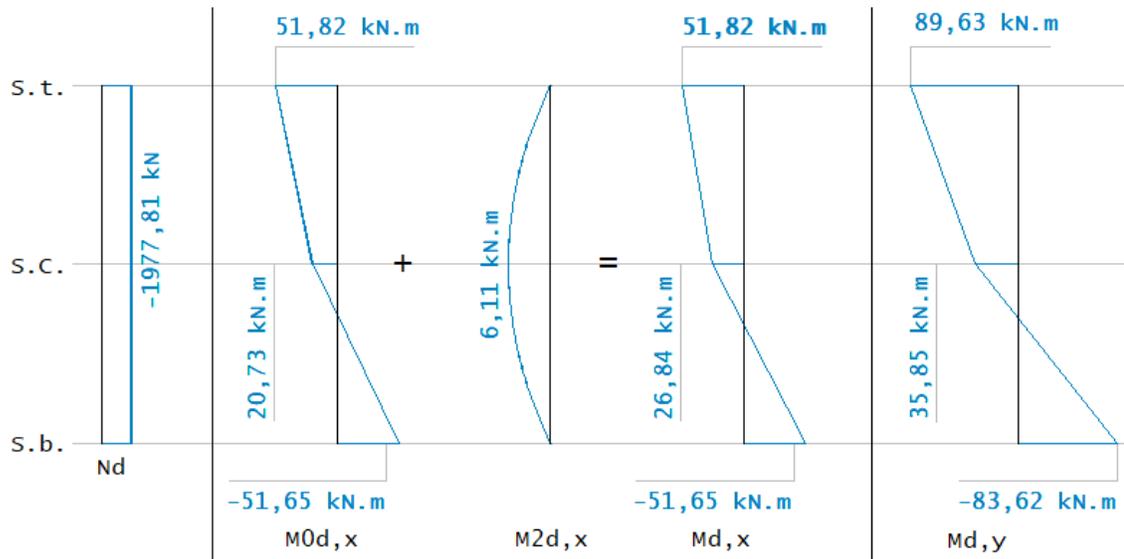
$$e_2 = 0,0003 \text{ cm}^{-1} \times \frac{(300 \text{ cm})^2}{10} = 0,31 \text{ cm}$$

De forma que o momento de 2ª ordem na seção central em torno do eixo y é:

$$M_{2d,y} = 1977,81 \text{ kN} \times 0,0031 \text{ m} = 6,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Assim, os momentos atuantes nas 3 seções consideradas são:

Figura A 36 – Esforços para dimensionamento do P16 pela norma europeia



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Pela análise da figura A 36 percebe-se que a seção de topo será a crítica, de forma que seus esforços serão utilizados para o dimensionamento. Para a escolha do ábaco serão considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/45 = 0,09 \approx 0,10$ e $d'/h_y = 4/25 = 0,16 \approx 0,15$. Serão testadas 4 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2, 3, 5 e 6 da Figura 24.. Os ábacos utilizados são os de número 26, 27, 29 e 30. Os ábacos se apresentam com as direções x e y invertidas apenas requerendo que o parâmetro μ_x entre nos ábacos como μ_y e vice-versa. Os parâmetros de entrada no ábaco para a seção no topo são:

$$v = \frac{1977,81 \text{ kN}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2} = 0,88$$

$$\mu_x = \frac{5182 \text{ kN.cm}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 25 \text{ cm}} = 0,09$$

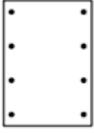
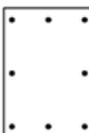
$$\mu_y = \frac{8963 \text{ kN.cm}}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 45 \text{ cm}} = 0,09$$

Com isso obtém-se uma taxa de armadura ω para cada ábaco que, ao ser substituída na equação abaixo, resulta na área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2}}$$

A Tabela A 54 apresenta os resultados para o P16 para a norma europeia

Tabela A 54 – Área de armadura necessária para o P16 pela norma europeia

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	2	3	5	6
				
As necessário (cm²)	25,1	24,0	24,6	24,8

Fonte: O autor

A.8.2.3 - Pilar P20

Tabela A 55 – Dados do pilar P20 para a norma europeia

Dados do P20			
hx (cm)	60	lo (cm)	300
hy (cm)	19		

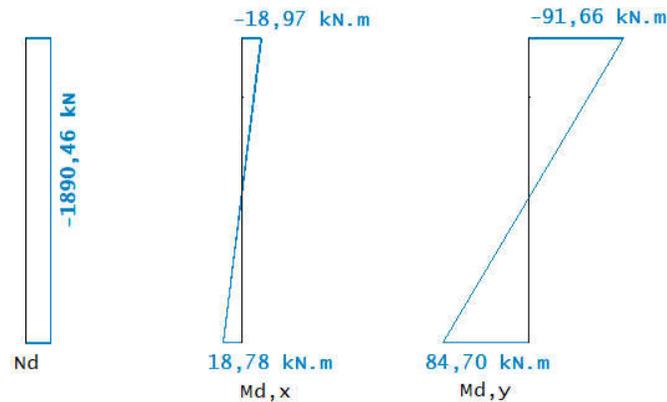
Fonte: O autor

Tabela A 56 – Esforços iniciais no pilar P20 pela norma europeia

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	5	Nd	1890,46
Md,y (topo)	-91,66	Md,x (topo)	-18,97
Md,y (base)	84,7	Md,x (base)	18,78

Fonte: O autor

Figura A 37 – Esforços iniciais no P20 pela norma europeia



Fonte: O autor

A.8.2.4.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{19} = 54,6 \quad \lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{60} = 17,3$$

Para o P20, na direção x, tem-se $M_{02d,x} = 18,97 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,x} = -18,78$ e na direção y $M_{02d,y} = 91,66 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -84,70 \text{ kN.m}$. Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_{lim} , considerando que $A=0,7$ e $B=1,1$, obtém-se:

$$n = \frac{1890,46 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 1,7 \text{ kN/cm}^2} = 0,98$$

$$r_{m,x} = \frac{-18,78 \text{ kN.m}}{18,97 \text{ kN.m}} = -0,99 \quad r_{m,y} = \frac{-84,70 \text{ kN.m}}{91,66 \text{ kN.m}} = -0,92$$

$$C_x = 1,70 - (-0,99) = 2,69 \quad C_y = 1,70 - (-0,92) = 2,62$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,69}{\sqrt{0,98}} = 42,0 \quad \lambda_{lim,y} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,62}{\sqrt{0,98}} = 40,9$$

Como $\lambda_x > \lambda_{lim,x}$ os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados em torno do eixo x e já que $\lambda_y < \lambda_{lim,y}$ os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados em torno do eixo y.

A.8.2.4.2 – Definição dos esforços de 1ª ordem:

O momento devido as imperfeições geométricas é calculado considerando uma excentricidade $e_1 = 10/400 = 300/400 = 0,75 \text{ cm} = 0,0075\text{m}$. Dessa forma, o momento devido ao desaprumo, para ambas as direções, é:

$$M_{1d,desaprumo} = 1890,46 \text{ kN} \times 0,0075\text{m} = 14,18 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, os momentos totais de 1ª ordem nas duas extremidades do pilar em torno do eixo x são:

$$M_{0d,x,total}^{topo} = -18,97 - 14,18 = -33,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,x,total}^{base} = 18,78 + 14,18 = 32,96 \text{ kN.m}$$

Enquanto para em torno do eixo y são:

$$M_{0d,y,total}^{topo} = -91,66 - 14,18 = -105,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,y,total}^{base} = 84,70 + 14,18 = 98,88 \text{ kN.m}$$

Ainda, esses valores devem ser comparados com os momentos mínimos exigidos pela norma, que são calculados pela excentricidade mínima e_0 :

$$e_{0,x} = \frac{19}{30} = 0,63 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,x} = 2\text{cm}$$

$$e_{0,y} = \frac{60}{30} = 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,y} = 2\text{cm}$$

$$M_{0,x,min} = M_{0,y,min} = 1890,46 \text{ kN} \times 0,02 \text{ m} = 37,81 \text{ kN.m}$$

Como os momentos nas extremidades da direção x são menores que o momento mínimo, eles serão substituídos por ele, enquanto na direção y os momentos serão mantidos, visto que

são maiores que o momento mínimo. Dessa forma, os novos valores de M_{01} e M_{02} para cada direção são: $M_{02d,x} = M_{01d,x} = 37,81 \text{ kN.m}$ e $M_{02d,y} = 105,84 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -98,88 \text{ kN.m}$.

A.8.2.4.3 – Verificação da seção quanto à compressão:

$$\sigma = \frac{1890,46 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}} = 1,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,44 \text{ kN/cm}^2 \text{ ok!}$$

A.8.2.3.4 – Cálculo dos Efeitos de 2ª Ordem para os momentos em torno de x:

O momento de segunda ordem terá um formato parabólico de forma que será nulo nas extremidades e terá seu valor máximo na seção central. Como visto, a norma europeia permite considerar um momento equivalente $M_{0d,e}$ na seção central baseada nos momentos de extremidade. Como definido anteriormente, o momento em torno do eixo x é agora o mínimo e o valor de $M_{0d,e,x}$ também será tomado como o mínimo, isto é: $M_{0d,e,x} = 37,81 \text{ kN.m}$, já para a direção y o momento equivalente $M_{0d,e,y}$ é dado por:

$$M_{0d,e,y} = 0,6 \times 105,84 + 0,4 \times (-98,88) = 24,0 < 0,4 \times 105,84 = 42,34 \text{ kN.m} = M_{0d,e,y}$$

Para calcular o momento de 2ª ordem é necessário obter os valores de K_{ra} , K_{φ} e $1/r_0$, cujos resultados dependem dos parâmetros calculados abaixo, considerando que $c=10$, $l_0=300\text{cm}$, $n_{bal} = 0,4$, $\omega = 0,105$, $\varepsilon_{yd} = 0,002$ e $d'=4\text{cm}$, de forma que $d_y=19\text{cm} - 4\text{cm} = 15 \text{ cm}$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002}{0,45 \times 19 \text{ cm}} = 0,00031 \text{ cm}^{-1}$$

$$n_u = 1 + 0,105 = 1,105 \quad \beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{54,6}{150} = 0,14$$

$$K_r = \frac{1,105 - 0,98}{1,105 - 0,40} = 0,177 \quad K_{\varphi} = 1 + 0,14 \times 2,14 = 1,29$$

$$\frac{1}{r} = 0,177 \times 1,29 \times 0,00031 = 0,00007 \text{ cm}^{-1}$$

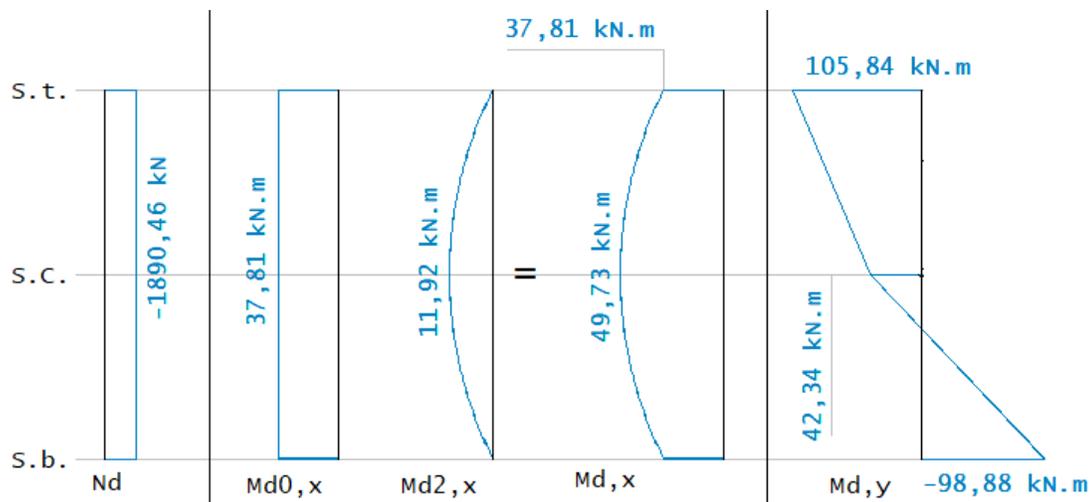
$$e_2 = 0,00007 \text{ cm}^{-1} \times \frac{(300 \text{ cm})^2}{10} = 0,63 \text{ cm}$$

De forma que o momento de 2ª ordem na seção central em torno do eixo x é:

$$M_{2d,x} = 1890,46 \text{ kN} \times 0,0063 \text{ m} = 11,92 \text{ kN.m}$$

Assim, os momentos atuantes nas 3 seções consideradas são:

Figura A 38 – Esforços para dimensionamento do P20 pela norma europeia



Fonte: O autor

Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Pela análise da figura A 38 percebe-se que as duas possíveis seções críticas são a de topo e a central, portanto ambas serão testadas. Para a escolha do ábaco adequada nos dois casos, serão considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/60 = 0,06 \simeq 0,05$ e $d'/h_y = 4/19 = 0,21 \simeq 0,20$. Serão testadas 3 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2 e 3 da Figura 24. Os ábacos utilizados são os de número 11, 12 e 13, nos quais as direções x e y encontram-se invertidas, requerendo que o parâmetro μ_x entre nos ábacos como μ_y e vice-versa. Os parâmetros de entrada no ábaco para a seção no topo são:

$$v = \frac{1890,46 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2} = 0,83$$

$$\mu_x = \frac{3781 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2 \times 19 \text{ cm}} = 0,09$$

$$\mu_y = \frac{10584 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2 \times 60 \text{ cm}} = 0,08$$

Já para a seção central os parâmetros de entrada no ábaco são, além de $v=0,83$:

$$\mu_x = \frac{4973 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2 \times 19 \text{ cm}} = 0,11$$

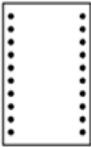
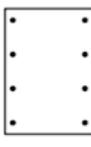
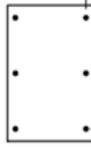
$$\mu_y = \frac{4234 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2 \times 60 \text{ cm}} = 0,03$$

Calculando para as duas seções, obtém-se que a seção de topo é a crítica. Para tal seção, definindo para os diferentes ábacos as respectivas taxas de armadura ω e substituindo as mesmas na equação abaixo, encontram-se as áreas de aço A_s necessárias para cada arranjo.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{19 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times \frac{1,70}{0,85} \text{ kN/cm}^2}$$

A Tabela A 57 apresenta os resultados para o P20 para a norma europeia

Tabela A 57 – Área de armadura necessária para o P20 pela norma europeia

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3
			
As necessário (cm ²)	21,8	21,2	20,1

Fonte: O autor

A.8.2.4 - Pilar P21

Tabela A 58 – Dados do pilar P21 para a norma europeia

Dados do P21			
hx (cm)	19	lo (cm)	300
hy (cm)	45		

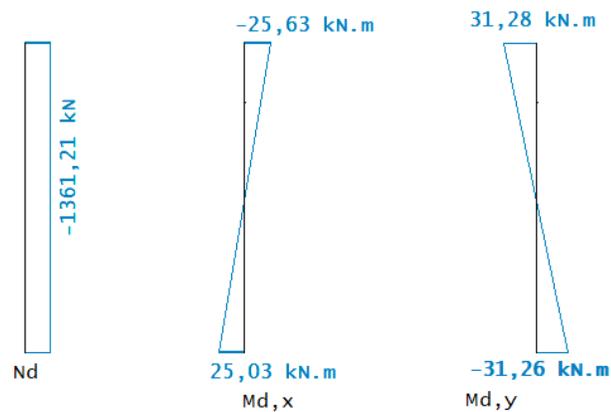
Fonte: O autor

Tabela A 59 – Esforços iniciais no pilar P21 pela norma europeia

Esforços no pior caso de carregamento [kN; kN.m]			
Nº do Caso:	5	Nd	1361,21
Md,y (topo)	31,28	Md,x (topo)	-25,63
Md,y (base)	-31,26	Md,x (base)	25,03

Fonte: O autor

Figura A 39 – Esforços iniciais no P21 pela norma europeia



Fonte: O autor

A.8.2.4.1 – Índice de Esbeltez, Índice de Esbeltez limite e momento mínimo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 300}{45} = 23,1 \quad \lambda_y = \frac{3,46 \times 300}{19} = 54,6$$

Para o P21, na direção x, tem-se $M_{02d,x} = 25,63$ kN.m e $M_{01d,x} = -25,03$ e na direção y $M_{02d,y} = 31,28$ kN.m e $M_{01d,y} = -31,26$ kN.m. Para o cálculo do índice de esbeltez limite λ_{lim} , considerando que $A=0,7$ e $B=1,1$, obtém-se:

$$n = \frac{1361,21 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times 1,7 \text{ kN/cm}^2} = 0,94$$

$$r_{m,x} = \frac{-25,03 \text{ kN.m}}{25,63 \text{ kN.m}} = -0,98 \quad r_{m,y} = \frac{-31,26 \text{ kN.m}}{31,28 \text{ kN.m}} = -1,00$$

$$C_x = 1,70 - (-0,98) = 2,68 \quad C_y = 1,70 - (-1,00) = 2,70$$

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,68}{\sqrt{0,94}} = 42,6 \quad \lambda_{lim,y} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 2,70}{\sqrt{0,94}} = 43,0$$

Como $\lambda_x < \lambda_{lim,x}$ os efeitos de 2ª ordem em torno do eixo x podem ser desprezados, porém como $\lambda_y > \lambda_{lim,y}$ os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados em torno do eixo y.

A.8.2.4.2 – Definição dos esforços de 1ª ordem:

O momento devido as imperfeições geométricas é calculado considerando uma excentricidade $e_1 = 10/400 = 300/400 = 0,75 \text{ cm} = 0,0075\text{m}$. Dessa forma, o momento devido ao desaprumo, para ambas as direções, é:

$$M_{1d,desaprumo} = 1361,21 \text{ kN} \times 0,0075\text{m} = 10,21 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, os momentos totais de 1ª ordem nas duas extremidades do pilar em torno do eixo x são:

$$M_{0d,x,total}^{topo} = -25,63 - 10,21 = -35,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,x,total}^{base} = 25,03 + 10,21 = 35,24 \text{ kN.m}$$

Enquanto para em torno do eixo y são:

$$M_{0d,y,total}^{topo} = 31,28 + 10,21 = 41,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{0d,y,total}^{base} = -31,26 - 10,21 = -41,47 \text{ kN.m}$$

Ainda, esses valores devem ser comparados com os momentos mínimos exigidos pela norma, que são calculados pela excentricidade mínima e_0 :

$$e_{0,x} = \frac{45}{30} = 1,5 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,x} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{0,y} = \frac{19}{30} = 0,63 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow e_{0,y} = 2 \text{ cm}$$

$$M_{0,x,min} = M_{0,y,min} = 1361,21 \text{ kN} \times 0,02 \text{ m} = 27,22 \text{ kN.m}$$

Como os momentos nas extremidades nas duas direções são maiores que os momentos mínimos eles serão mantidos, de forma que os novos valores de M_{01} e M_{02} para cada direção são: $M_{02d,x} = 35,84 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,x} = -35,24 \text{ kN.m}$ e na direção y $M_{02d,y} = 41,49 \text{ kN.m}$ e $M_{01d,y} = -41,47 \text{ kN.m}$.

A.8.2.4.3 – Verificação da seção quanto à compressão:

$$\sigma = \frac{1361,21 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}} = 1,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{cd} = 3,44 \text{ kN/cm}^2 \text{ ok!}$$

A.8.2.3.4 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem para os momentos em torno de y:

O momento de 2ª ordem terá um formato parabólico de forma que será nulo nas extremidades e terá seu valor máximo na seção central. O momento equivalente $M_{0d,e}$ na seção central em torno do eixo x e y são dados por:

$$M_{0d,e,y} = 0,6 \times 41,49 + 0,4 \times (-41,47) = 8,31 < 0,4 \times 41,49 = 16,60 \text{ kN.m} = M_{0d,e,y}$$

$$M_{0d,e,x} = 0,6 \times 35,84 + 0,4 \times (-35,24) = 7,41 < 0,4 \times 35,84 = 14,34 \text{ kN.m} = M_{0d,e,x}$$

Para calcular o momento de 2ª ordem é necessário obter os valores de K_{ra} , K_ϕ e $1/r_0$, cujos resultados dependem dos parâmetros calculados abaixo, considerando que $c=10$, $l_0=300\text{cm}$, $n_{bal} = 0,4$, $\omega = 0,105$, $\varepsilon_{yd} = 0,002$ e $d'=4\text{cm}$, de forma que $d_y=45\text{cm} - 4\text{cm} = 41 \text{ cm}$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002}{0,45 \times 41 \text{ cm}} = 0,00031 \text{ cm}^{-1}$$

$$n_u = 1 + 0,105 = 1,105 \quad \beta = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{54,6}{150} = 0,14$$

$$K_r = \frac{1,104 - 0,94}{1,105 - 0,40} = 0,239 \quad K_\varphi = 1 + 0,14 \times 2,14 = 1,29$$

$$\frac{1}{r} = 0,239 \times 1,29 \times 0,00031 = 0,0001 \text{ cm}^{-1}$$

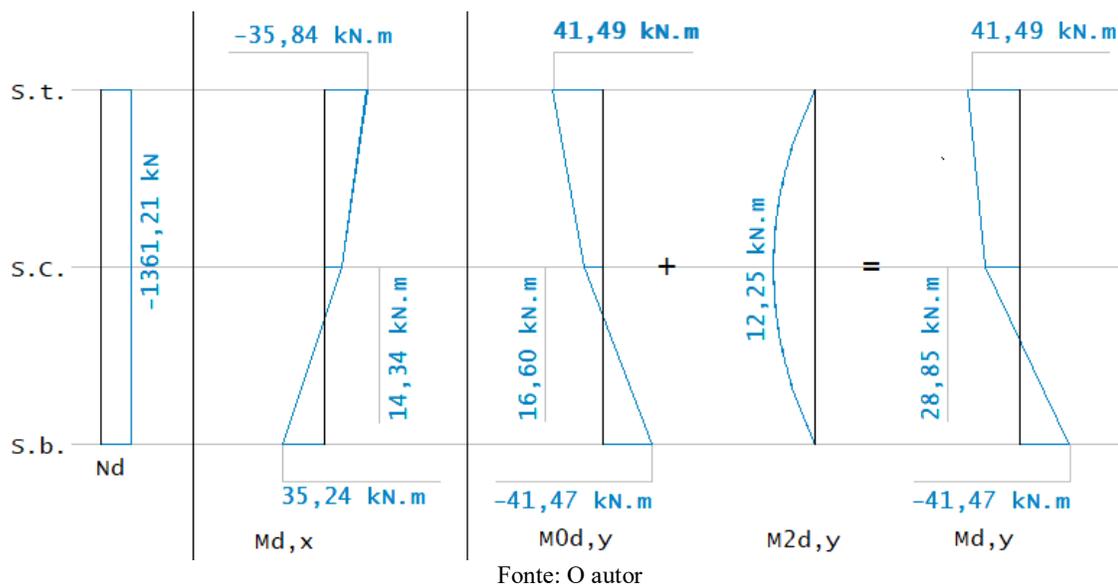
$$e_2 = 0,0001 \text{ cm}^{-1} \times \frac{(300 \text{ cm})^2}{10} = 0,9 \text{ cm}$$

De forma que o momento de 2ª ordem na seção central em torno do eixo y é:

$$M_{2d,y} = 1361,21 \text{ kN} \times 0,009 \text{ m} = 12,25 \text{ kN.m}$$

Assim, os momentos atuantes nas 3 seções consideradas são:

Figura A 40 – Esforços para dimensionamento do P21 pela norma europeia



Trata-se de um caso de flexão composta oblíqua e, portanto, serão utilizados os ábacos de PINHEIRO (1994). Pela análise da figura A 40 percebe-se que a seção de topo será a crítica, de forma que seus esforços serão utilizados para o dimensionamento. Para a escolha do ábaco

serão considerados os valores de $d'=4\text{cm}$, de forma que $d'/h_x = 4/19 = 0,21 \simeq 0,20$ e $d'/h_y = 4/45 = 0,09 \simeq 0,10$. Serão testadas 3 diferentes configurações de armaduras, referentes aos arranjos 1, 2 e 3 da Figura 24. Os ábacos utilizados são os de número 14, 15 e 16. Os parâmetros de entrada no ábaco para a seção no topo são:

$$v = \frac{1361,21 \text{ kN}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7}{0,85} \text{ kN/cm}^2} = 0,80$$

$$\mu_x = \frac{3584 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 45 \text{ cm}} = 0,05$$

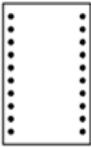
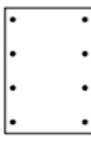
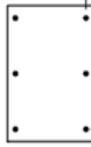
$$\mu_y = \frac{4149 \text{ kN.cm}}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2} \times 19 \text{ cm}} = 0,13$$

Com isso obtém-se uma taxa de armadura ω para cada ábaco que, ao ser substituída na equação abaixo, resulta na área de aço A_s necessária.

$$\omega = \frac{A_s \times 43,48 \text{ kN/cm}^2}{19 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} \times \frac{1,7 \text{ kN}}{0,85 \text{ cm}^2}}$$

A Tabela A 60 apresenta os resultados para o P21 para a norma europeia

Tabela A 60 – Área de armadura necessária para o P21 pela norma europeia

Distribuição de armaduras considerada	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo	Nº do Arranjo
	1	2	3
			
As necessário (cm ²)	19,3	18,1	16,9

Fonte: O autor

APÊNDICE 9 – PLANTA DE GEOMETRIA

Figura A 41 – Geometria do pavimento tipo do edificio considerado

