U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO DOTADOS DE PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO E PÓRTICOS DE ELEVADA RIGIDEZ

LIGIA SAYURI OGATA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

JUNHO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais,
família e amigos

A flor que desabrocha na adversidade é a mais rara e bela de todas.
Mulan

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria pelo apoio, paciência e partilha de conhecimento durante toda a elaboração desta dissertação.

À minha mãe, que é a melhor mãe que eu poderia ter. Ao meu pai, por todo o trabalho duro e por sempre me proporcionar experiências diferentes. Obrigada por sempre acreditarem em mim e em minha educação e capacidade. À minha irmã, Paula, de quem eu tenho muito orgulho. À minha prima, Lívia, quem eu considero como uma irmã

Aos meus avós, em especial à minha avó Thereza, que é uma das pessoas mais importante na minha vida.

Agradeço aos meus amigos de Portugal, em especial ao João e à Bia, por todos os momentos que passamos juntos.

Aos meus amigos do Brasil, Lídia, Paula, Giovane, Giulia, Isabelle, Isabela, Lília, Fábio, Helena, Juliana, Keila, Guilherme, Gabriela, Ivana, Amanda, Leonardo, Letícia, Letícia, Carol e Vitória pelos conselhos e companheirismo mesmo depois de tantos anos.

À Molly, que sempre me faz sorrir e que foi um pilar na minha vida nos últimos anos.

RESUMO

Os efeitos globais de 2ª ordem em edifício de betão armado estão associados a deformações adicionais que amplificam os esforços internos causando um carregamento extra na estrutura. Ao dimensionar um edifício é necessário verificar se estes efeitos são necessários de serem contabilizados, pois podem ter grande influência na estabilidade. O Eurocódigo 2 (EC2) dispõe alguns modos de calcular os efeitos mencionados, dentre eles, pode-se destacar o Método da Rigidez Nominal (MRN) que pode ser usado tanto para elementos isolados como para uma estrutura toda. Uma das formas em que este método pode ser aplicado é considerando uma amplificação das forças horizontais, esse acréscimo de forças representa os efeitos de 2ª ordem. Porém o EC2 não possui uma forma explícita de calculo para estruturas compostas de pórticos e paredes de contraventamento.

É de interesse analisar de que forma os pórticos afetam a estabilidade de uma estrutura composta por pórticos e paredes de contraventamento, sob os efeitos de 2ª ordem. Tal análise poderá ser feita a partir da análise de um edifício composto de pórticos e paredes estruturais de betão armado que será dimensionado de duas maneiras distintas. A primeira consiste no princípio de os pórticos e as paredes de contraventamento funcionam de forma independente, ou seja, os pórticos resistirão a todas as forças verticais e as paredes de contraventamento resistirão a todas as forças horizontais. A segunda consiste na aplicação de todas as forças, verticais e horizontais, em toda a estrutura, ou seja, os pórticos e as paredes funcionam de forma simultânea. Assim, é possível fazer uma comparação dos edifícios pela diferença de custos.

PALAVRAS-CHAVE: Efeitos de Segunda Ordem, Método da Rigidez Nominal, Estruturas Porticadas de Betão Armado, Paredes de Contraventamento

ABSTRACT

Global 2nd order effects in reinforced concrete buildings are associated with additional deformations that amplify internal forces causing extra loading on the structure. When designing a building, it's necessary to verify whether these effects need to be accounted for, as they can greatly influence the stability. Eurocode 2 (EC2) provides several different methods to calculate these effects, among which the Nominal Stiffness Method (NSM) can be highlighted. This method can be applied to individual elements and entire structures. One way to approach this method is by considering an amplification of the horizontal forces, which represents the 2nd order effects. However, EC2 does not explicitly provides a calculation procedure for structures composed of frames and bracing walls.

It's of interest to analyse how framed structures affect the stability of a structure composed of framed structures and bracing walls, under 2nd order effects. This analysis can be conducted based on the examination of a reinforced concrete building composed of frame structures and bracing walls, which will be designed under two distinct cases. The first one involves the assumption that the framed structure and the bracing walls function independently, meaning that the framed structures resist all vertical forces, and the bracing walls resists all horizontal forces. The second approach applies all forces, both vertical e horizontal, across the entire structure, so the framed structure and the walls are operating simultaneously. Thus, a comparison of the buildings can be made based on the difference of cost.

KEYWORDS: 2ND ORDER EFFECTS, NOMINAL STIFFNESS METHOD, FRAMED STRUCTURES, BRACING WALLS, REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA 1

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 1

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

2. Efeitos Globais de 2ª Ordem em Edifícios de Betão Armado 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS 4

2.3. FLUÊNCIA 4

2.4. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL 5

2.4.1. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO SEM DEFORMAÇÕES SIGNIFICATIVAS DE ESFORÇO TRANSVERSO 6

2.4.2. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO COM DEFORMAÇÕES SIGNIFICATIVAS DE ESFORÇO TRANSVERSO 8

2.5. CARGA CRÍTICA DE ENCURVADURA 9

2.6. RIGIDEZ DE VIGAS DE BETÃO ARMADO 10

3. Abordagens de Estudo Analisadas 13

3.1. INTRODUÇÃO 13

3.2. AÇÕES HORIZONTAIS 14

3.2.1. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS 14

3.2.2. VENTO 15

3.3. ABORDAGEM A 20

3.3.1. QUANTIFICAÇÃO DE CARGAS 20

3.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 22

3.4. ABORDAGEM B 23

3.4.1. QUANTIFICAÇÃO DE CARGAS 23
3.4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 25
3.4.2.1. Combinação de carga B1 25
3.4.2.2. Combinação de carga B2 28
3.5. REDUÇÃO SIMPLIFICADA DA RIGIDEZ DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 30
3.5.1. PILARES 30
3.5.2. VIGAS 30
3.5.3. PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO 31

4. Análise das Abordagens. Dimensionamento de Armaduras 33
4.1. INTRODUÇÃO 33
4.2. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES 33
4.2.1. Abordagem A 33
4.2.2. Abordagem B: combinação de carga B1 36
4.2.3. Abordagem B: combinação de carga B2 38
4.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS 40
4.3.1. Abordagem A 40
4.3.2. Abordagem B: combinação de carga B1 42
4.3.3. Abordagem B: combinação de carga B2 44
4.4. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO 45
4.4.1. Abordagem A 45
4.4.2. Abordagem B: combinação de carga B1 48
4.4.3. Abordagem B: combinação de carga B2 49
4.5. CONCLUSÃO 50

5. Conclusão 53
5.1. CONCLUSÕES GERAIS 53
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 54

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 55

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 3.1 – Planta estrutural do piso tipo 13

Fig. 3.2 – Corte A-A' 14

Fig. 3.3 – Exemplo dos efeitos de imperfeições geométricas 15

Fig. 3.4 – Altura de referência para edifício de plantas retangulares de diferentes alturas..... 18

Fig. 3.5 – Identificação das zonas em paredes verticais dependendo da direção do vento 19

Fig. 3.6 – Área de influência da viga para as forças do vento por piso 21

Fig. 3.7 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem A para análise das forças verticais com designação dos elementos estruturais 22

Fig. 3.8 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação B1 com designação dos elementos estruturais..... 26

Fig. 3.9 – Encurvaduras locais..... 27

Fig. 3.10 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação B2 com designação dos elementos estruturais..... 29

Fig. 4.1 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem A..... 41

Fig. 4.2 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação de carga B1 43

Fig. 4.3 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação de carga B2 44

Fig. 4.4 – Planta Estrutural do piso 1 com paredes de contraventamento das Abordagens A e B 46

Fig. 4.5 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem A47

Fig. 4.6 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B1 48

Fig. 4.7 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B2 50

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Velocidade de referência do vento para as zonas A e B (EC1, 2010) 16
Tabela 3.2 – Categoria e parâmetro de terrenos 17
Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais em edifícios de planta retangular 19
Tabela 3.4 – Quantificação da da força H_i por piso da Abordagem A 21
Tabela 3.5 – Forças do vento por piso na Abordagem A (valores característicos) 22
Tabela 3.6 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem A 23
Tabela 3.7 – Pré-dimensionamento da viga da Abordagem A 23
Tabela 3.8 – Quantificação da da força H_i por piso da Abordagem B: combinações B1 e B2 25
Tabela 3.9 – Forças do vento por piso na Abordagem B: combinações B1 e B2 (valores característicos) 25
Tabela 3.10 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem B: combinação B1 27
Tabela 3.11 – Pré-dimensionamento da viga da Abordagem B: combinação B1 28
Tabela 3.12 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem B: combinação B2 29
Tabela 3.13 – Pré-dimensionamento da viga da Abordagem B: combinação B2 30
Tabela 3.14 – Redução da Rigidez de um pilar com uma secção qualquer 30
Tabela 3.15 – Redução da rigidez das vigas da Abordagem A e da Abordagem B: combinações B1 e B2 31
Tabela 3.16 – Redução da rigidez da parede de contraventamento 31
Tabela 4.1 – Quadro de Pilares da Abordagem A 34
Tabela 4.2 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem A 36
Tabela 4.3 – Quadro de Pilares da Abordagen B: combinação de carga B1 36
Tabela 4.4 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem B: combinação de carga B1 38
Tabela 4.5 – Quadro de Pilares da Abordagem B: combinação de carga B2 38
Tabela 4.6 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem B: combinação de carga B2 40
Tabela 4.7 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem A 42
Tabela 4.8 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem B: combinação de carga B1 43
Tabela 4.9 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem B: combinação de carga B2 45

Tabela 4.10 – Quantificação do coeficiente de amplificação b2 da Abordagem A..... 45

Tabela 4.11 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso do Abordagem A 46

Tabela 4.12 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem A ..

..... 47

Tabela 4.13 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso da Abordagem B: combinação de carga B1 48

Tabela 4.14 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B1 49

Tabela 4.15 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso da Abordagem B: combinação de carga B2 49

Tabela 4.16 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B2 50

Tabela 4.17 – Custos totais dos casos de carga da Abordagem B 50

Tabela 4.18 – Custos totais das Abordagens A e B 51

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_s – área total de armaduras

$A_{s,max}$ – área de armadura máxima

$A_{s,min}$ – área de armadura mínima

$A_{s,hmin}$ – área de armadura horizontal mínima

$A_{s,vmax}$ – área de armadura vertical máxima

$A_{s,vmin}$ – área de armadura vertical mínima

A_c – área da secção transversal de betão

b – comprimento da base da secção

b_t – largura média da zona tracionada

c_{dir} – coeficiente de direção

c_{season} – coeficiente de sazão

c_r – coeficiente de rugosidade

c_o – coeficiente de orografia

c_{pe} – coeficiente de pressão exterior

$c_{pe,1}$ – coeficiente local de pressão exterior

$c_{pe,10}$ – coeficiente global de pressão exterior

d – altura útil da secção.

E – módulo de elasticidade

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

$E_{cd,eff}$ – módulo de elasticidade efetivo do betão

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras

$F_{H,Ed}$ – força horizontal majoradas

$F_{H,0Ed}$ – força horizontal de primeira ordem devida ao vento, às imperfeições, etc

$F_{V,B}$ – carga global de encurvadura

$F_{V,BB}$ – carga global nominal de encurvadura para a flexão global.

$F_{V,BS}$ – carga global de esforço transverso

$F_{v,Ed}$ – carga vertical total da estrutura

F_w – força do vento

f_{ctm}– valor médio da tensão de rotura do betão a tração simples, depende da classe de resistência do betão;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras para betão armado, depende do tipo de aço

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras

h – altura da secção transversal

H_i – forças transversais em cada piso 'i'

$H_{i,IG}$ – forças transversais em cada piso 'i' devido as Imperfeições Geométricas

l_0 – comprimento efetivo

I – momento de inércia da secção transversal

I_c – momento de inércia da secção fendilhada

I_S – momento de inércia das armaduras, relativamente ao centro da área do betão

I_v - intensidade de turbulência do vento

IG – imperfeições geométricas

k – flexibilidade relativa da secção de encastramento.

K_C – coeficiente que leva em consideração os efeitos da fendilhação, da fluência

k_r – coeficiente de terreno

K_S – coeficiente que leva em consideração a contribuição das armaduras

k_1 – coeficiente dependente da classe de resistência do betão;

k_2 - coeficiente dependente do esforço normal e da esbelteza.

k_I – coeficiente de turbulência

L – altura total do edifício

m – número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

M_{0Eqp} – momento fletor de primeira ordem na combinação quase-permanente

M_{0Ed} – momento fletor de primeira ordem na combinação de ações do cálculo (Estado Limite Último)

M_{Ed} – momento fletor de cálculo

MCN – Método da Curvatura Nominal

MRN – Método da Rigidez Nominal

n – esforço normal reduzido

N_a e N_b – forças verticais que contribuem para as forças transversais em cada piso 'i'

N_{Ed} – Esforço axial de cálculo

n_s – número de pisos

P_{cr} – carga crítica de encurvadura

pp – peso próprio da estrutura

q – sobrecarga

q_p - pressão dinâmica de pico

rcp – restante das cargas permanentes

$v_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência do vento

v_b - valor de referência da velocidade do vento

v_m – valor do vento médio

w_e - pressão exercida pelo vento em superfícies

x – distância entre o eixo neutro e a fibra mais comprimida

z_0 – comprimento de rugosidade

z_e – altura de referência para a pressão exterior

z_{max} – altura máxima

z_{min} – altura mínima

α_e – coeficiente de homogeneização, que permite converter uma área de armaduras de aço em uma equivalente de betão

α_n – coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura

α_m – coeficiente de redução relativo ao número de elementos

β_2 – coeficiente de amplificação das ações horizontais

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo

$\varphi_{(\infty,t0)}$ – valor final do coeficiente de fluência

ρ - taxa geométrica de armaduras

λ - coeficiente de esbelteza

ξ - coeficiente dependente da quantidade de andares, da variação da rigidez, da rigidez de encastramento na base e da distribuição de cargas

θ - rotação para o momento fletor M

θ_i –inclinação inicial

θ_o – valor básico da inclinação inicial

ρ - massa volúmica do ar

μ - momento reduzido

ψ_0 – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

$\sum S$ – rigidez total de esforço transverso dos elementos de contraventamento

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O betão armado tem sido utilizado desde o século XIX e desde então seu uso só aumentou com o crescimento das cidades e da população. O material teve grande evolução tecnológica durante a Segunda Guerra Mundial e o pós-guerra, como a novos tipos de cimento e aditivos, novas técnicas e métodos que atendessem as necessidades da época.

Um dos grandes desafios da atualidade tem sido o de minimizar ao máximo os impactos ambientais e na engenharia civil não é diferente. Um dos grandes problemas da produção de betão é a emissão de dióxido de carbono na atmosfera.

O presente estudo pretende dimensionar um edifício, com quatro alinhamentos de pórticos e quatro paredes de contraventamento cada, porém sob diferentes condições que afetam sobretudo as cargas e onde são aplicadas. Desse modo, podemos calcular o material necessário em cada caso, volume de betão e quantidade de armadura, e avaliar qual será mais econômico, tanto em termos financeiros como em questões ambientais de quantidade de matéria.

A estrutura será dimensionada segundo o Eurocódigo 2, de onde também será baseado o estudo dos efeitos globais de 2ª ordem. O código dispõe diferentes métodos para tal análise, são eles o Método Geral, o Método da Rigidez Nominal e o Método da Curvatura Nominal. Neste estudo será priorizado o Método da Rigidez Nominal, que é um estudo baseado na rigidez, onde utiliza-se seus valores nominais dos pilares e vigas levando em consideração a fendilhação, a não linearidade dos materiais e a fluência. Tal método indica como calcular a rigidez nominal de flexão e o cálculo dos efeitos de 2ª ordem para majorar os esforços, a partir de uma análise de primeira ordem. Será também utilizado as informações do Anexo H do EC2, sendo considerado uma parede estrutural sem aberturas e o método de majoração das ações horizontais.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A primeira fase desta dissertação consiste em analisar dois casos de um edifício, são eles o de uma estrutura em que os pórticos reagem somente as forças verticais e as paredes estruturais reagem apenas as forças horizontais e outra de uma estrutura que contém pórticos e paredes que, em conjunto, recebem os esforços horizontal e vertical. Com os valores do dimensionamento, será possível calcular os custos de cada um dos casos. Dessa forma, é possível analisar a influência que os pórticos têm contra nos efeitos de segunda ordem.

O *software* de cálculo estrutural ROBOT será utilizado para obter os valores do coeficiente de amplificação, correntemente chamado de β_2 das estruturas em que os pórtico e as paredes estruturais trabalham em conjunto para poderem ser comparadas.

Será demonstrado como foi feito o cálculo da redução de rigidez das vigas, pilares e paredes de contraventamento utilizados para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem.

As forças horizontais que serão consideradas são o vento e as imperfeições geométricas, calculadas segundo os Eurocódigos 1 e 2.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos, descritos resumidamente a seguir.

No capítulo 2 são apresentados elementos conceituais relacionados ao Método da Rigidez Nominal e a redução da rigidez em vigas.

No capítulo 3 é feito a quantificação das ações horizontais e o estudo dos casos de cada edifício analisado, tendo em conta suas diferente condições e particularidades, sendo utilizado o Eurocódigo 0, 1 e 2. Sendo calculado as cargas de cada caso, onde são aplicadas e é feito um pré-dimensionamento.

No capítulo 4 é feito um dimensionamento final e quantificada as armaduras dos pilares, das vigas e das paredes de contraventamento para a comparação de material necessário em cada caso de estudo e o cálculo do custo final dos elementos estruturais

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões feitas ao longo da dissertação e propostas de estudo futuro.

2

EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

No capítulo atual serão apresentados alguns elementos conceituais ligados aos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas de betão armado.

Num primeiro momento, avaliam-se os efeitos de 1ª ordem. São elas os efeitos das imperfeições geométricas e das forças aplicadas na estrutura. As imperfeições geométricas correspondem a falhas geométricas na estrutura, tendo diversas causas como erro humano, variações de materiais, manuseio, entre outros. Sobre o impacto de forças na estrutura, não leva-se em conta as deformações.

Os efeitos globais de 2ª ordem é um termo que considera que uma estrutura sofre deformações adicionais, que são causadas pela introdução das cargas iniciais. Esses efeitos afetam os elementos estruturais pois à medida estes deformam, muda-se a disposição inicial de forças, o que pode resultar numa estrutura mais carregada. Esse comportamento pode se tornar bastante expressivo em estruturas mais esbeltas.

No exemplo ilustrado na Figura 2.1, em que um pilar encastrado na base é carregado por uma força vertical de compressão F_V e por uma força horizontal F_H, é possível notar que na configuração não deformada, o momento fletor depende apenas de F_H e do comprimento da barra, representando, dessa forma, um efeito de 1ª ordem. Porém, na configuração deformada há um deslocamento horizontal Δ, que gera um novo momento fletor sob o efeito da força F_V. Esse acréscimo no momento fletor representa o efeito de 2ª ordem.

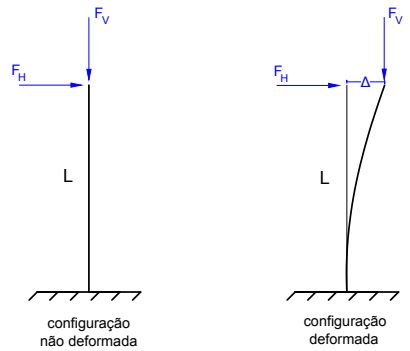


Fig.2.1 – Barra encastrada com efeito de 2ª ordem

Como podem vir a aumentar de forma significativa os esforços numa estrutura, os efeitos de 2ª ordem devem ser analisados e devidamente considerados. Neste estudo, esta análise será feita com base no Método da Rigidez Nominal (MRN) segundo o EC2, explicado no subcapítulo 2.4.

2.2. EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS

Não é preciso levar em conta os efeitos de 2ª ordem quando estes representarem menos de 10% dos efeitos de 1ª ordem. Ou, de uma outra forma, se a seguinte equação (2.1) for obedecida:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (2.1.)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total da estrutura (nos elementos de contraventamento e nos contraventados);

n_s – número de pisos;

L – altura total do edifício acima do nível de encastramento;

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

I_c – momento de inércia (na secção de betão não fendilhada) do(s) elemento(s) de contraventamento;

k_1 – o valor recomendado pelo EC2 é 0,31.

Porém, esta equação (2.1) somente é válida se todas as seguintes condições forem atendidas:

- A estrutura é razoavelmente simétrica, indicando que a instabilidade à torção não é condicionante;
- As deformações globais por corte são desprezáveis (como com um sistema de paredes de contraventamento sem grandes aberturas);
- Elementos com rotações desprezáveis à base;
- Rigidez dos elementos de contraventamento relativamente constante ao longo da altura;
- A carga vertical total cresce aproximadamente o mesmo por piso.

Caso a estrutura não obedeça as condições anteriormente citadas, os critérios para que os efeitos globais de segunda ordem sejam desconsiderados estão indicados no anexo H do EC2 e apresentados no subcapítulo 2.4.1 e 2.4.2

2.3. FLUÊNCIA

O efeito da fluência causa um aumento de deformação em estruturas de betão armado. Deve ser levando em conta tanto as condições gerais que se relacionam a fluência como o tempo de aplicação dessas condições.

Um método simplificado de calcular a duração do carregamento é utilizando o φ_{ef}, que simboliza o coeficiente de fluência efetivo que produz uma deformação por fluência (curvatura) relativo à ação quase-permanente, quando usado com a ação de cálculo. Sua forma de cálculo está representada na equação (2.2.).

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (2.2.)$$

em que:

$\varphi_{(\infty,t0)}$ – valor final do coeficiente de fluência

M_{0Eqp} – momento fletor de primeira ordem na combinação quase-permanente (estado limite de utilização)

M_{0Ed} – momento fletor de primeira ordem na combinação de ações do cálculo (estado limite último)

2.4. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

O método da rigidez nominal é uma forma de avaliar os efeitos de segunda ordem de uma estrutura ou elemento isolado de betão armado, levando em consideração os efeitos da fendilhação, a não linearidade dos materiais e a fluência. É um método que fundamenta-se a estimar a rigidez nominal de elementos esbeltos e comprimidos, sendo que engloba separadamente o contributo do betão e o das armaduras.

Para calcular tal rigidez nominal usa-se a seguinte equação (2.3.).

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (2.3.)$$

em que:

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão, sendo $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$; ;

I_c – momento de inércia da secção transversal de betão;

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s – momento de inércia das armaduras, relativamente ao centro da área do betão;

K_c – coeficiente que leva em consideração os efeitos da fendilhação, da fluência, etc;

K_s – coeficiente que leva em consideração a contribuição das armaduras.

Caso a taxa geométrica das armaduras for maior que 0,2% ($\rho \geq 0{,}002$), considerar K_c e K_s como:

$$K_s = 1 \quad (2.4.)$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1+\varphi_{ef}) \quad (2.5.)$$

em que:

ρ - taxa geométrica de armaduras (A_s/A_c);

A_s – área total de armaduras;

A_c – área da secção transversal de betão;

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo, definido na equação (2.2.)

k_1 – coeficiente dependente da classe de resistência do betão;

k_2 - coeficiente dependente do esforço normal e da esbelteza.

$$k_1 = \sqrt{\frac{fck}{20}} \text{ (MPa)} \tag{2.6.}$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0{,}20 \tag{2.7.}$$

em que:

n – esforço normal reduzido, $N_{Ed}/(A_c f_{cd})$;

λ - coeficiente de esbelteza.

Caso o coeficiente de esbelteza, λ, não estiver definido, k_2 poderá ser calculado como:

$$k_2 = n \cdot 0{,}30 \leq 0{,}20 \tag{2.8.}$$

Se a taxa geométrica das armaduras for maior que 1,0% ($\rho \geq 0{,}01$), pode-se calcular K_c e K_s como:

$$K_s = 0 \tag{2.9.}$$

$$K_c = 0{,}3/(1+5\varphi_{ef}) \tag{2.10.}$$

Segundo o EC2, de modo geral, as equações de (2.3.) a (2.10.), descritas neste subcapítulo, não se aplicam ao cálculo da rigidez nominal de vigas. O processo de quantificação desses elementos utilizado nesta dissertação será indicado no subcapítulo 2.6.

2.4.1. Sistema de Contraventamento sem Deformações Significativas de Esforço Transverso

Ainda se baseando no MRN, considera-se que para sistemas de contraventamento sem deformações relevantes de esforço transverso, como paredes estruturais sem aberturas, podem-se desprezar os efeitos de 2ª ordem quando a equação (2.11.) por verificada.

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,BB} \tag{2.11.}$$

em que:

$F_{V,Ed}$ - carga vertical total da estrutura (nos elementos de contraventamento e nos contraventados);

$F_{V,BB}$ – carga global nominal de encurvadura para a flexão global.

Esta carga global nominal de encurvadura para a flexão global pode ser calculada com a equação (2.12.):

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \sum EI \,/\, L \tag{2.12.}$$

em que:
ξ - coeficiente dependente da quantidade de andares, da variação da rigidez, da rigidez de encastramento na base e da distribuição de cargas;

∑EI – soma dos fatores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direção considerada, considerando eventuais efeitos da fendilhação;

L – altura total do edifício acima do nível de encastramento.

Para um elemento de contraventamento fendilhado, uma forma simplificada de calcular os fatores de rigidez de flexão é a indicada na equação (2.13.)

$$EI \approx 0{,}4\, E_{cd} I_c \tag{2.13.}$$

em que:

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$ valor de cálculo do módulo do betão (γ_{cE} recomentado pelo EC2 é de 1,2);

I_c – momento de inércia do elemento de contraventamento.

O valor de 0,4 na equação (2.4.) pode ser substituído por 0,8 caso a secção transversal do elemento não está fendilhada no estado limite último.

Se a rigidez do elemento de contraventamento for constante ao longo da altura e a carga vertical aumentar de modo constante por piso, podemos considerar a equação (2.14.) como verdadeira.

$$\xi = 7{,}8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \cdot \frac{1}{1 + 0{,}7 \cdot k} \tag{2.14.}$$

em que:

n_s – número de pisos;

k – flexibilidade relativa da secção de encastramento.

É possível calcular a flexibilidade relativa da secção de encastramento com a seguinte equação (2.15.).

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{L} \tag{2.15.}$$

em que:

θ - rotação para o momento fletor M;

EI – rigidez determinada como na equação (2.13.);

L – altura total do elemento de contraventamento.

Para o caso de um encastramento perfeito, k seria igual a zero. Porém, este cenário seria inatingível, então normalmente usa-se k=0,1.

2.4.2. Sistema de Contraventamento com Deformações Significativas de Esforço Transverso

Para sistemas de contraventamento com deformações relevantes de esforço transverso, pode-se ignorar os efeitos de segunda ordem quando a equação (2.16.) por atendida.

$$F_{V,Ed} \leq 0{,}1 \cdot F_{V,B} = 0{,}1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1+\frac{F_{V,BB}}{F_{V,BS}}} \tag{2.16.}$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total da estrutura (nos elementos de contraventamento e nos contraventados);

$F_{V,B}$ – carga global de encurvadura considerando a flexão e o esforço transverso globais;

$F_{V,BB}$ – carga global de encurvadura para a flexão simples;

$F_{V,BS}$ – carga global de esforço transverso, $F_{V,BS} = \sum S$

$\sum S$ – rigidez total de esforço transverso dos elementos de contraventamento (força por unidade de deformação angular por esforço transverso).

Quando os efeitos globais de segunda ordem não podem ser desconsiderados, há 3 métodos possíveis a se seguir. O primeiro é o Método Geral, que considera uma análise não linear, o Método da Rigidez Nominal (MRN) e o Método da Curvatura Nominal (MCN).

Com a obtenção dos valores da rigidez nominal dos elementos, é possível fazer uma análise linear de segunda ordem e obter o valor de amplificação das ações horizontais de uma estrutura. De acordo com o Anexo H do EC2.

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1-\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \tag{2.17.}$$

em que:

$F_{H,Ed}$ – força horizontal majoradas;

$F_{H,0Ed}$ – força horizontal de primeira ordem devida ao vento, às imperfeições, etc;

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total nos elementos contraventados e de contraventamento;

$F_{V,B}$ – carga global nominal de encurvadura.

Ainda considerando a rigidez nominal, ao fazer o acréscimo do valor dos efeitos de 1ª ordem, ou das forças horizontais, considerando os de 2ª ordem, é possível calcular o coeficiente de majoração. Esse coeficiente, que chamaremos de β_2, pode ser calculado a partir da expressão (2.18.).

$$\beta_2 = \frac{1}{1-\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \quad (2.18.)$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total da estrutura (nos elementos de contraventamento e nos contraventados);

$F_{V,B}$ – carga global de encurvadura considerando a flexão e o esforço transverso globais.

2.5. CARGA CRÍTICA DE ENCURVADURA

A carga crítica de encurvadura de um edifício, ou carga crítica de Euler para elementos isolados elásticos, representa uma análise da carga de rotura ao estar submetido a compressão axial perfeitamente centrada e sem ações transversais.

Podemos determinar a carga crítica de Euler com a seguinte equação (2.19.):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{l_0^2} \quad (2.19.)$$

em que:

E – Módulo de elasticidade;

I – Momento de inércia da secção transversal;

l_0 – Comprimento efetivo;

O comprimento efetivo da encurvadura seria aquele que demonstra como seria a deformada do elemento, ou seja, ao ser carregado axialmente, equivale a distância entre pontos de inflexão consecutivos da deformada.

Apresentado na Figura 2.2, estão exemplos de deformadas e como calcular o comprimento efetivo em cada caso, segundo o EC2.

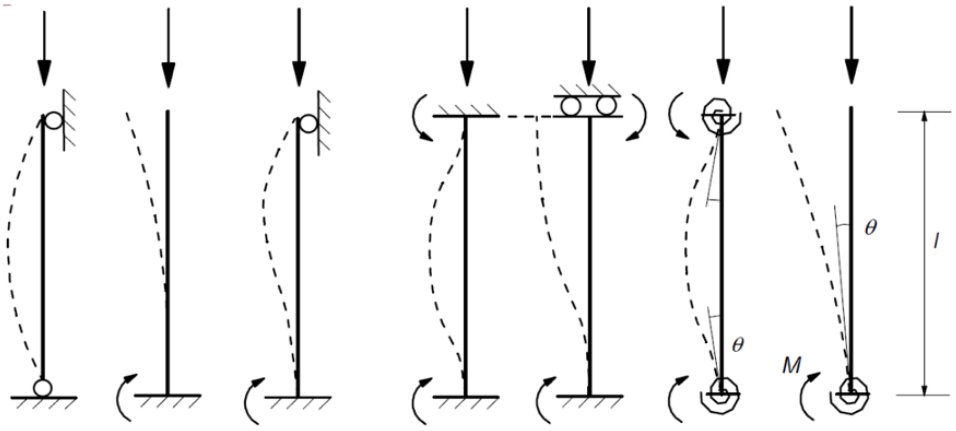


Fig.2.2 – Exemplos de comprimentos efetivos l_0 (EC2, 2010)

A partir do programa de cálculo *ROBOT*, é possível obter valores de cargas críticas de encurvadura de estruturas e elementos. O *software* fornece um coeficiente de carga crítica de diferentes modos de encurvadura. Tal ferramenta é útil para se determinar a carga crítica para estruturas mais complexas.

$$\text{coeficiente crítico} = \frac{F_{V,B}}{F_{V,Ed}} \tag{2.20.}$$

em que:

$F_{V,B}$ – Carga crítica de encurvadura da estrutura considerando a rigidez nominal de seus elementos.

$F_{V,Ed}$ – Carga vertical total da estrutura .

2.6. RIGIDEZ DE VIGAS DE BETÃO ARMADO

Segundo o EC2, deve-se considerar os efeitos desfavoráveis da fendilhação nas vigas de betão armado. Para este estudo, será considerado vigas de secção retangular de comprimento de base, b, e altura, h. Para tal caso, é possível determinar o valor da rigidez da viga ao multiplicar o módulo efetivo do betão, $E_{cd,eff}$, descrito na expressão (2.21.), pela inércia da secção fendilhada, I_{cr}, descrita na expressão (2.22.). Como simplificação, pode-se considerar que as secções estão totalmente fendilhadas.

$$E_{cd,eff} = E_{cd}/(1+\varphi_{ef}) \tag{2.21.}$$

em que:

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade, $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$;

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo; poderá considerar o valor dos pilares.

$$I_{cr} = b \cdot \frac{x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d-x)^2 \tag{2.22.}$$

em que:

b – comprimento da base da secção;

x – distância entre o eixo neutro e a fibra mais comprimida;

α_e – coeficiente de homogeneização, que permite converter uma área de armaduras de aço em uma equivalente de betão. A expressão está descrita em (2.23.);

A_s – área de aço tracionado;

d – altura útil da secção.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \tag{2.23.}$$

em que:

E_s – valor de cálculo do modo de elasticidade do aço;

E_c – valor de cálculo do modo de elasticidade do betão. Considerar igual a $E_{cd,eff}$, como na expressão (2.21.)

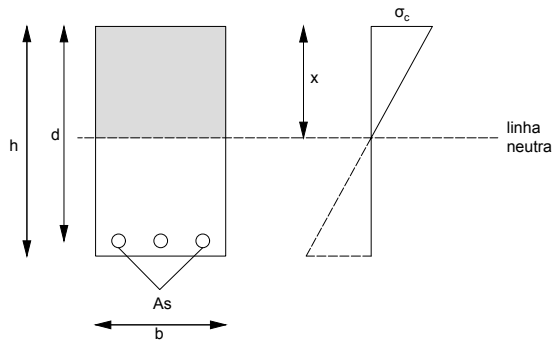


Fig.2.3 – Viga de secção retangular fendilhada

Para determinar a posição da linha neutra, ou eixo neutro, que simboliza onde há a mudança da tração para a compressão de uma secção, como vista na figura 2.3, usa-se a seguinte expressão (2.24):

$$b \cdot \frac{x^2}{2} = \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) \tag{2.24.}$$

3

ABORDAGENS DE ESTUDO ANALISADAS

3.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresentará o estudo de 2 abordagens de cálculo para um edifício, formado por pórticos e paredes de contraventamento de betão armado. O edifício possui a planta estrutural indicada na Figura 3.1, com 4 paredes estruturais, uma em cada canto, e 9 pisos acima do solo; na Figura 3.2 é representado o corte A-A'. As dimensões dos pilares e das vigas, assim como as quantidades de armaduras dos elementos estruturais irão variar em função da abordagem utilizada.

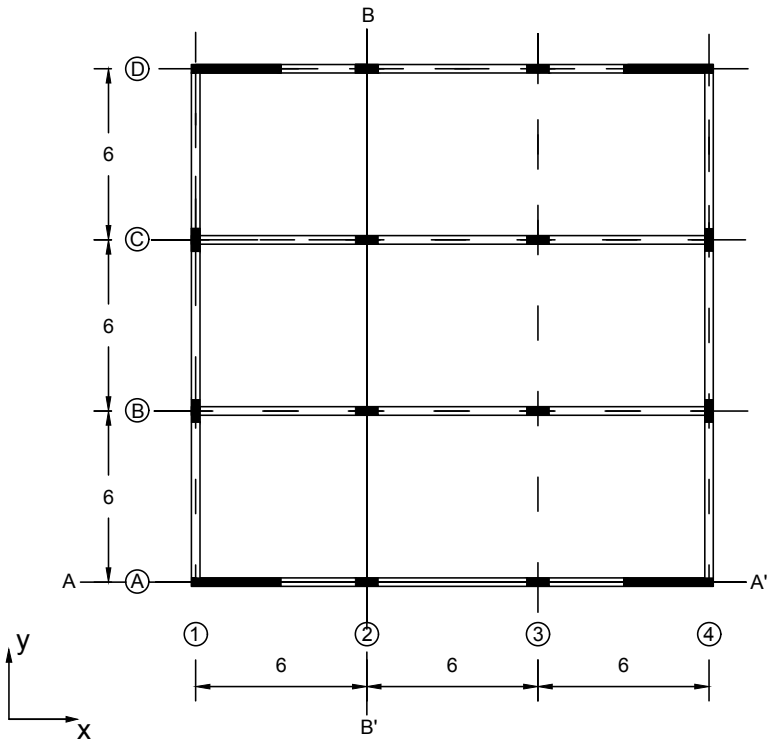


Fig.3.1 – Planta estrutural do piso tipo

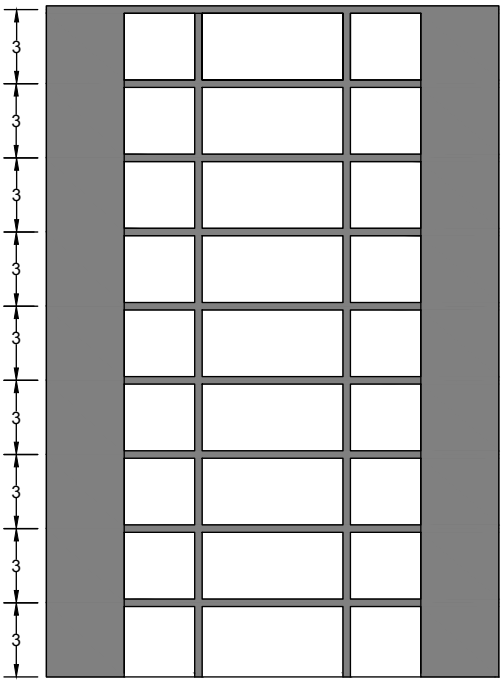


Fig.3.2 – Corte A-A'

No primeiro caso de estudo, denominado como Abordagem A, considera-se que a estrutura de pórticos é a que resiste a todas as forças verticais, enquanto as paredes estruturais resistem preferencialmente às forças horizontais. No segundo caso de estudo, denominado como Abordagem B, toda a estrutura resiste à totalidade das ações, ou seja, os pórticos e as paredes de contraventamento em conjunto resistem às forcas verticais e horizontais. Para a Abordagem B, serão consideradas duas combinações de ações: uma em que a ação de base é a sobrecarga e a ação acompanhante é o vento, denominada B1, e outra em que a ação de base é o vento e a ação acompanhante é a sobrecarga, denominada B2.

3.2. AÇÕES HORIZONTAIS

3.2.1. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

As imperfeições geométricas correspondem a erros geométricos na construção das estruturas, sendo associadas a deficiências de construção e de fabricação, a desvios iniciais, entre outros, afetando elementos que estão em compressão.

De acordo com o EC2, podem ser consideradas considerando uma inclinação parasita θ_i, de acordo a expressão (3.1.).

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_m \tag{3.1.}$$

em que:

θ_o – valor básico (valor recomendado pelo EC2: 1/200)

α_n – coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura:

α_m – coeficiente de redução relativo ao número de elementos:

l – comprimento ou altura [m];

m – número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

No cálculo dos efeitos de 2ª ordem é preciso considerar as imperfeições geométricas. Para o estudo a ser feito, elas serão simuladas como um conjunto de forças horizontais adicionais e, dessa forma, é possível considerá-las juntamente com as outras forças com a mesma direção (por exemplo devidas ao vento). Segundo o EC2, pode-se representar o efeito da inclinação θ_i através de forças transversais, H_i, em cada piso 'i', com base na expressão (3.2.).

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \tag{3.2.}$$

em que:

N_a e N_b – forças verticais que contribuem para H_i, representadas na Figura 3.3.

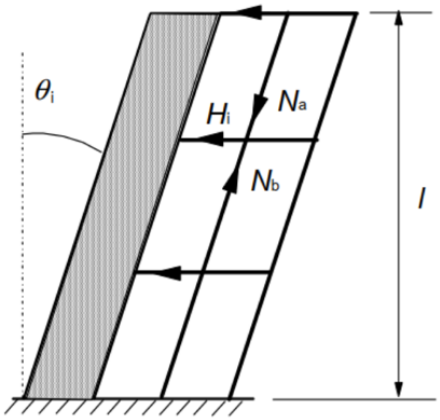


Fig.3.3 – Exemplo dos efeitos de imperfeições geométricas (EC2, 2010)

3.2.2. VENTO

A partir do EC1 é possível tomar em consideração a ação do vento no território português. Para o cálculo dessa ação é necessário saber a localização do edifício a ser analisado. Para este estudo foi considerado que está a uma distância de até 5 km do litoral.

Primeiro, é necessário determinar o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, que é o valor característico da velocidade média do vento a cada 10 min a uma altura de 10 m acima do nível do solo em campo aberto, com vegetação rasteira e obstáculos isolados separados entre si pelo menos 20 vezes a sua altura, independente da direção do vento e da época do ano. Divide-se o País em duas zonas:

- Zona A – generalidade do território, exceto as regiões demarcadas como zona B;

- Zona B – arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

Para cada uma das zonas, o respetivo valor de $v_{b,0}$ pode ser obtido da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Velocidade de referência do vento para as zonas A e B(EC1,2010)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

A direção do vento e a época do ano são efeitos que o valor básico da velocidade de referência do vento não leva em consideração. Para incluir tais efeitos, calcula-se o valor de referência da velocidade do vento, v_b, através da expressão (3.3.).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{3.3.}$$

em que:

c_{dir} - coeficiente de direção (o valor recomendado pelo EC1 é de 1,0);

c_{season} - coeficiente de sazão (o valor recomendado pelo EC1 é de 1,0).

A quantificação do valor do vento médio a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, está condicionada pelo v_b, pela rugosidade do terreno e pela orografia. A expressão a se considerar esta representada em (3.4.)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \tag{3.4.}$$

em que:

$c_r(z)$ – coeficiente de rugosidade, obtido na expressão (3.5.)

$c_o(z)$ – coeficiente de orografia, como é desconsiderada a presença de variações significativas de altitude ou obstáculos neste trabalho, admite-se que o coeficiente tem valor igual a 1,0.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min} \tag{3.5.}$$

em que:

z_0 – comprimento de rugosidade;

k_r – coeficiente de terreno que depende do comprimento de rugosidade z_0, que se pode obter através de:

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07} \tag{3.6.}$$

em que:

$z_{0,II}$ = 0,05 (categoria de terreno II – ver Tabela 3.2.)

z_{min} – altura mínima definida pela Tabela 3.2;

z_{max} – altura máxima, a ser considerada igual a 200 m.

Tabela 3.2 – Categoria e parâmetro de terrenos

Categoria de terreno	z_0 [m]	Z_{min} [m]
I – Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II – Zona de vegetação rasteira e obstáculos isolados separados entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III – Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou obstáculos isolados separados entre si de no máximo 20 vezes a sua altura	0,3	8
IV – zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma média de altura maior que 15 m	1,0	15

A intensidade de turbulência do vento, $I_v(z)$, é definida pelo quociente do desvio padrão da turbulência pela velocidade do vento média e pode-se determinar pela expressão (3.7.)

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z)\cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ para } z < z_{min} \quad (3.7.)$$

em que:

k_I – coeficiente de turbulência (valor recomendado pelo EC1 é de 1,0);

c_o – coeficiente de orografia, como na expressão 3.4.;

z_0 – comprimento de rugosidade, como na Tabela 3.2.

Então, é possível determinar a pressão de pico, $q_p(z)$, seu resultado vem da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. Seu valor é obtido por (3.8)

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_m}^2(z) \quad (3.8.)$$

em que:

ρ - massa volúmica do ar, que depende da latitude, da temperatura e da pressão atmosférica prevista para a região durante vento intenso (valor recomendado pelo EC1 é de 1,25 kg/m^3).

Por fim, é possível quantificar a pressão exercida pelo vento em superfícies, w_e, pela equação (3.9.)

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.9.)$$

em que:

$q_p(z_e)$ – pressão dinâmica de pico;

z_e – altura de referência para a pressão exterior;

c_{pe} – coeficiente de pressão exterior.

A altura de referência para a pressão exterior, z_e, em estruturas de planta retangular, que é o caso do edifício a ser estudado, depende da altura h do edifício e do comprimento de sua base, b, perpendicular à direção do vento. Baseado na relação entre b e h, temos 3 casos:

- Quando $h \leq b$, considerar $z_e = h$;
- Quando $b < z_e \leq 2b$, considerar 2 alturas de referência, uma na parte inferior indo do solo até a altura igual a b, considerar z_e=b, e outra na parte superior com o restante da altura, na qual pode-se considerar $z_e = h$;
- Quando $h > z_e$, considerar várias partes. Uma na parte inferior indo do solo até a altura igual a b, nesse caso considerar z_e=b, outra na parte superior do topo até uma altura igual a b, considerar $z_e = h$, e outra intermédia entre as duas outras partes mencionadas, que poderá ser dividida em faixas com uma altura h_{strip}, conforme a Figura 3.4.

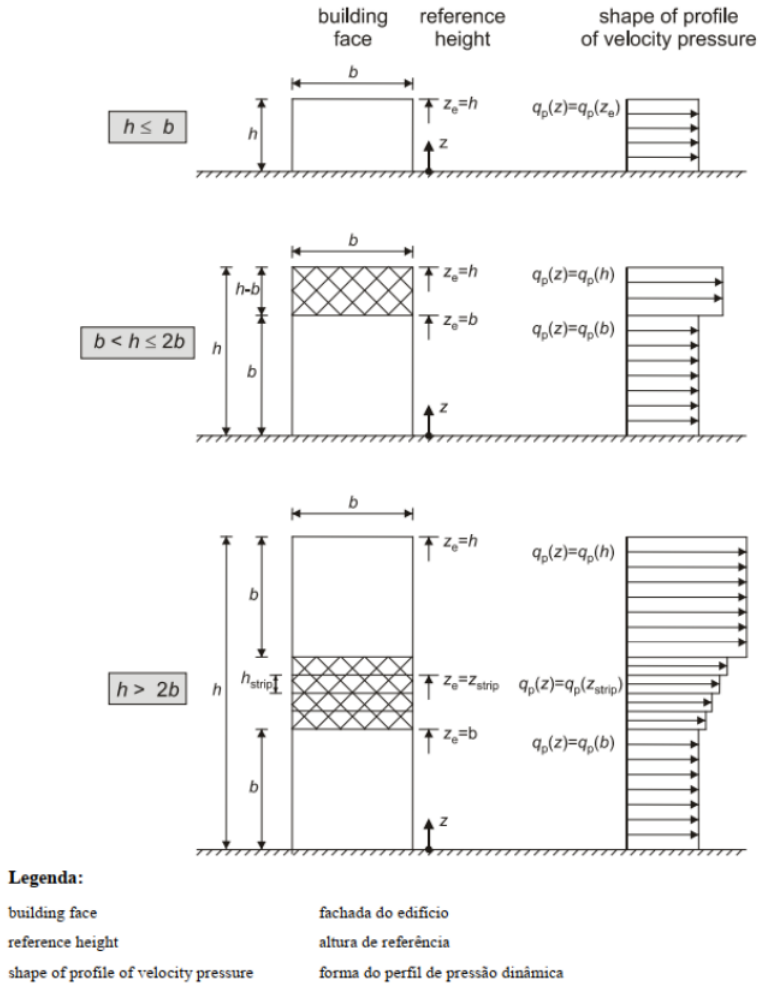


Fig. 3.4 – Altura de referência para edifício de plantas retangulares de diferentes alturas (EC1, 2010)

Os coeficientes de pressão exterior, definidos na Tabela 3.3, dependem da dimensão da superfície carregada, podendo ser de 1 m^2, $c_{pe,1}$ (coeficiente local), ou de 10 m^2, $c_{pe,10}$ (coeficiente global). Também se considera as dimensões em planta do edifício e a direção do vento, confirme esquematizado na Figura 3.5.

Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais em edifícios de planta retangular (EC1, 2010)

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

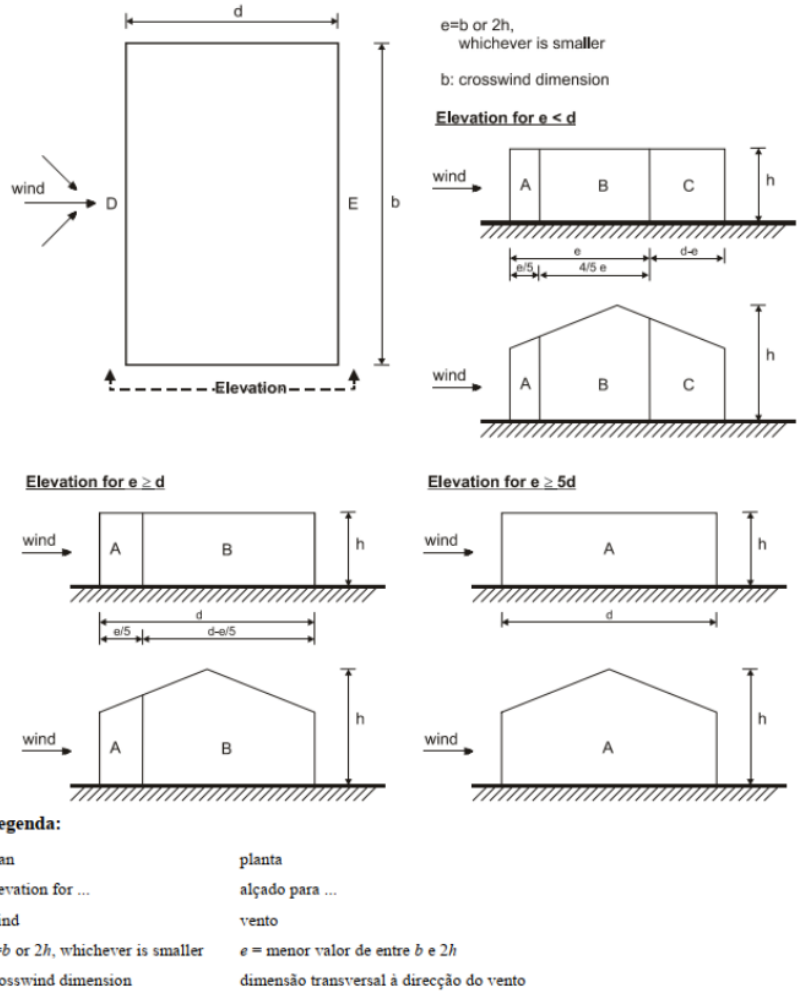


Fig. 3.5 – Identificação das zonas em paredes verticais dependendo da direção do vento (EC1, 2010)

3.3. ABORDAGEM A

3.3.1. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

O primeiro caso a ser analisado é o de um edifício em que há pórticos e paredes estruturais com funções diferentes no que se refere à estabilidade face às ações verticais e horizontais. As vigas e os pilares dos pórticos têm a função de receber as ações verticais, enquanto as paredes estruturais recebem as ações horizontais.

Como o edifício é com uma planta quadrada, as áreas de fachada são as mesmas na direção X e na direção Y. Para este estudo, foi optado a fazer uma análise do vento na direção X.

Trata-se de um edifício próximo da costa, realizado com um betão da classe C30/37 e um aço A500NR.

As cargas consideradas foram:

- Peso próprio das lajes: 7,5 kN/m^2;
- Revestimentos: 3 kN/m^2;
- Paredes divisórias: 3 kN/m^2;
- Paredes de fachadas por área vertical da parede: 3,3 kN/m^2;
- Sobrecarga: 3 kN/m^2;
- Imperfeições geométricas;
- Vento segundo a direção X.

Tendo em conta que os pórticos e as paredes de contraventamento tem funções independentes, ou seja, serão responsáveis por ações distintas, podemos dimensioná-las separadamente. Para cada situação foi considerado um caso de carga no Estado Limite Último. No caso dos pórticos, as forças verticais são as que mais condicionarão a estrutura, logo considerou-se um caso em que a ação de base é a sobrecarga e a ação acompanhante é o vento, equação (3.10.). No caso das paredes estruturais, as forças horizontais são as mais condicionantes, logo considerou-se um caso em que a ação de base é o vento e a ação acompanhante é a sobrecarga, equação (3.11.).

$$1{,}35\ (pp + rcp) \text{ “+” } 1{,}5\ q \text{ “+” } 1{,}5\ \psi_0\ F_w \text{ “+” } IG \tag{3.10.}$$

$$1{,}35\ (pp + rcp) \text{ “+” } 1{,}5\ \psi_0\ q \text{ “+” } 1{,}5\ F_w \text{ “+” } IG \tag{3.11.}$$

em que:

pp – peso próprio da estrutura

rcp – restante das cargas permanentes

q – sobrecarga (ψ_0=0,7)

F_w – vento (ψ_0=0,6)

IG – imperfeições geométricas

Os dados utilizados para o cálculo das imperfeições geométricas e seu resultado representado com uma força horizontal por piso se encontram na Tabela 3.4. O valor desta força horizontal por piso é constante em todos os andares, pois considera-se que a força vertical é a mesma em todos os pisos.

Tabela 3.4 – Quantificação da da força H_i por piso da Abordagem A

L [m] (altura do edifício)	m (número de elementos verticais)	θ_i (inclinação)	N_b - N_a [kN] (forças longitudinais)	$H_{i,IG}$ [kN]
27	4	0,0026	8657,28	22,81

Para o caso da ação do vento, que é definido como uma pressão na fachada do edifício, será feita uma adaptação para considerar que essas ações sejam aplicadas horizontalmente ao nível de cada piso. Tal analise é feita considerando uma faixa com uma altura de influência correspondente ao pé-direito corrente; ao nível da cobertura (último piso) a altura de influência corresponde a metade do pé-direito, como indicada na Figura 3.6. Ao multiplicar a altura da faixa pela pressão do vento obtém-se uma força linear distribuída ao nível da laje de cada piso. As forças do vento por piso (valores característicos) estão indicadas na Tabela 3.5.

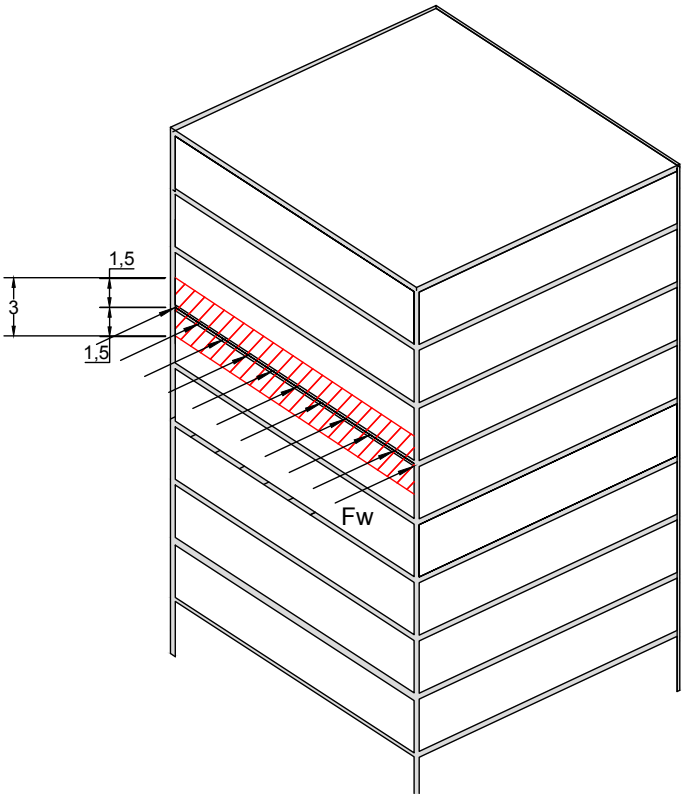


Fig. 3.6 – Área de influência da viga para as forças do vento por piso

Tabela 3.5 – Forças do vento por piso na Abordagem A (valores característicos)

Andar	Fw [kN/m]
1, 2, 3 4, 5, 6	7,27
7, 8	7,84
9	3,92

3.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para obter as cargas necessárias para fazer o pré-dimensionamento de vigas e pilares recorreu-se ao *software* de cálculo *ROBOT*. Pela Figura 3.7 é possível ver 3 categorias de pilares definidos pela área de influência. tipo 1 (PA1, PA4, PD1, PD4), tipo 2 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e tipo 3 (PB2, PB3, PC2, PC3). Há 3 tipos de pilares neste caso A, em que os pórticos resistem a todas as forças verticais, logo foi preciso colocar pilares nos quatro cantos da planta para substituir as paredes de contraventamento. Como estes pilares na realidade não existem e foram colocados apenas para o pré-dimensionamento, eles não serão dimensionados em questão de armaduras.

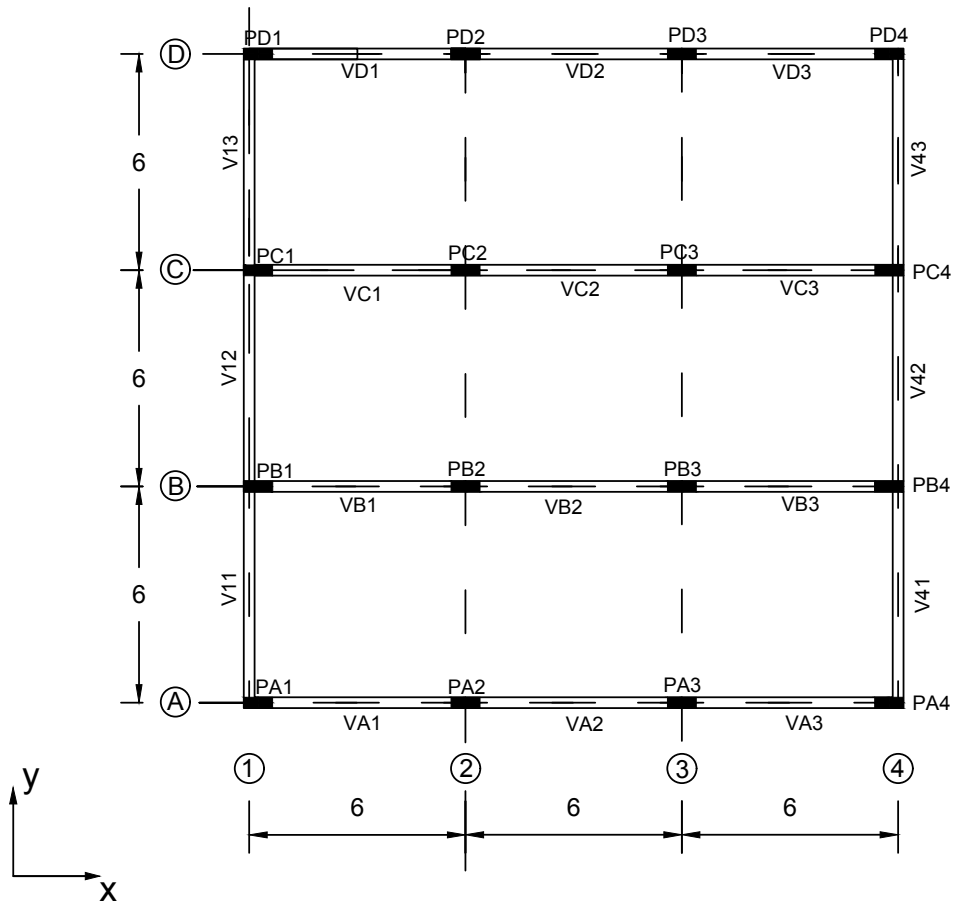


Fig. 3.7 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem A para análise das forças verticais com designação dos elementos estruturais

Ao considerar que a carga vertical de compressão total divide-se igualmente em cada piso, a secção necessária num pilar não é a mesma em todos os andares. A medida que desloca-se de um andar para outro superior, a carga vertical total suportada pelo piso diminui. Neste estudo, a redução na dimensão do pilar acontecerá nos pisos 4 e 7

Na Tabela 3.6 está representado o pré-dimensionamento efetuado por regras elementares dos pilares, sendo b a largura da base e h a altura da secção transversal.

Tabela 3.6 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem A

	Tipo de pilar	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	b [m]	h [m]
Pisos 7-9	1	943,63	78,03	0,35	0,35
	2	1733,66	107,13	0,35	0,35
	3	2607,28	35,98	0,35	0,40
Pisos 4-6	1	1911,10	79,82	0,35	0,35
	2	3510,50	167,72	0,35	0,50
	3	5162,86	46,01	0,35	0,75
Pisos 1-3	1	2873,81	79,68	0,35	0,40
	2	5355,96	239,93	0,35	0,75
	3	7659,61	46,22	0,40	0,95

Para as vigas, considerou-se, como simplificação, o pré-dimensionamento para o maior momento fletor no piso 1, tendo em conta que a carga vertical por piso é a mesma em todos os andares. Para economia de material, o momento reduzido usado foi de 0,25, como visto na Tabela 3.7, sendo b a largura da base e h a altura da secção transversal.

Tabela 3.7– Pré-dimensionamento da viga da Abordagem A

Med [kNm]	μ	b [m]	h [m]
438,40	0,25	0,35	0,55

3.4. ABORDAGEM B

3.4.1. QUANTIFICAÇÃO DE CARGAS

A segunda abordagem a ser estudada é de uma estrutura em que os pórticos e as paredes de contraventamento, em conjunto, resistem a todas as forças aplicadas, tanto as horizontais como as verticais. Assim, os pórticos também agem contra os efeitos de 2ª ordem.

Sendo o edifício de planta quadrada, a área da fachada X é a mesma da fachada Y. Para fazer a análise do vento neste estudo, foi optado a essa pressão ser na direção X.

O betão e o aço considerados são os mesmos da Abordagem A, C30/37 e A500 NR, respetivamente.

As cargas consideradas são as mesmas do estudo anterior. São elas:

- Peso próprio distribuído em área: 7,5 kN/m^2;
- Revestimentos: 3 kN/m^2;
- Paredes divisórias: 3 kN/m^2;
- Paredes de fachadas por área de parede: 3,3 kN/m^2;
- Sobrecarga: 3 kN/m^2;
- Imperfeições geométricas;
- Vento a agir na direção x.

Serão avaliados dois casos de carga no Estado Limite Último para ser possível a identificação do mais gravoso. No primeiro caso, combinação de carga B1, a base é a sobrecarga, apresentado na equação (3.12), e no segundo caso, combinação de carga B2, a base é o vento, apresentado na equação (3.13), sendo ambos aplicados na totalidade da estrutura.

$$1{,}35\ (pp + rcp)\ \text{“+”}\ 1{,}5\ q\ \text{“+”}\ 1{,}5\ \psi_0\ F_w\ \text{“+”}\ IG \tag{3.12.}$$

$$1{,}35\ (pp + rcp)\ \text{“+”}\ 1{,}5\ \psi_0\ q\ \text{“+”}\ 1{,}5\ F_w\ \text{“+”}\ IG \tag{3.13.}$$

em que:

pp – peso próprio da estrutura

rcp – restante das cargas permanentes

q – sobrecarga (ψ_0=0,7)

F_w – vento (ψ_0=0,6)

IG – imperfeições geométricas

Assim como no estudo da AbordagemA, as forças do vento serão aplicadas horizontalmente nas vigas de cada andar, nas combinações B1 e B2. Com há dois casos de combinação, as cargas aplicadas à combinação B1 e à combinação B2 serão diferentes. Na combinação B1, as sobrecargas são a ação de base, ou seja, a força do vento será multiplicada por um coeficiente ψ_0=0,6, pelo EC0, logo verifica-se que a força do vento é menor que na combinação B2. Porém, como as imperfeições geométricas dependem diretamente de carga vertical por piso, logo, no caso que a combinação é de base vento, em que a sobrecarga será multiplicada por um coeficiente ψ_0=0,7 segundo o EC0, o valor das imperfeições geométricas será menor no caso da combinação B2, quando comparado à combinação B1.

O fato analisado anteriormente pode ser observado na quantificação das forças das imperfeições geométricas e do vento (valores característicos) representadas na Tabela 3.8 e na Tabela 3.9, respetivamente.

Tabela 3.8 – Quantificação da da força H_i por piso da Abordagem B: combinações B1 e B2

Combinação	L [m] (altura do edifício)	m (número de elementos verticais)	θ_i (inclinação)	N_b - N_a [kN] (forças longitudinais)	$H_{i,IG}$ [kN]
B1	27	16	0,0024	9143,28	22,21
B2	27	16	0,0024	8657,28	21,03

Tabela 3.9 – Forças do vento por piso na Abordagem B: combinações B1 e B2 (valores característicos)

Andar	Fw [kN/m]	Fw* ψ_0 [kN/m] (Combinação B1)	Fw [kN/m] (Combinação B2)
1,2,3 4,5,6	7,27	4,36	7,27
7,8	7,84	4,70	7,84
9	3,92	2,35	3,92

3.4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.4.2.1. Combinação de Carga B1

Como no estudo anterior, as cargas necessárias para o pré-dimensionamento foram extraídas do *ROBOT*. A partir da Figura 3.8, pode ver-se que os pilares dos cantos foram substituídos pelas paredes estruturais, logo há apenas 2 tipos de pilares: tipo 1 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e tipo 2 (PB2, PB3, PC2, PC3).

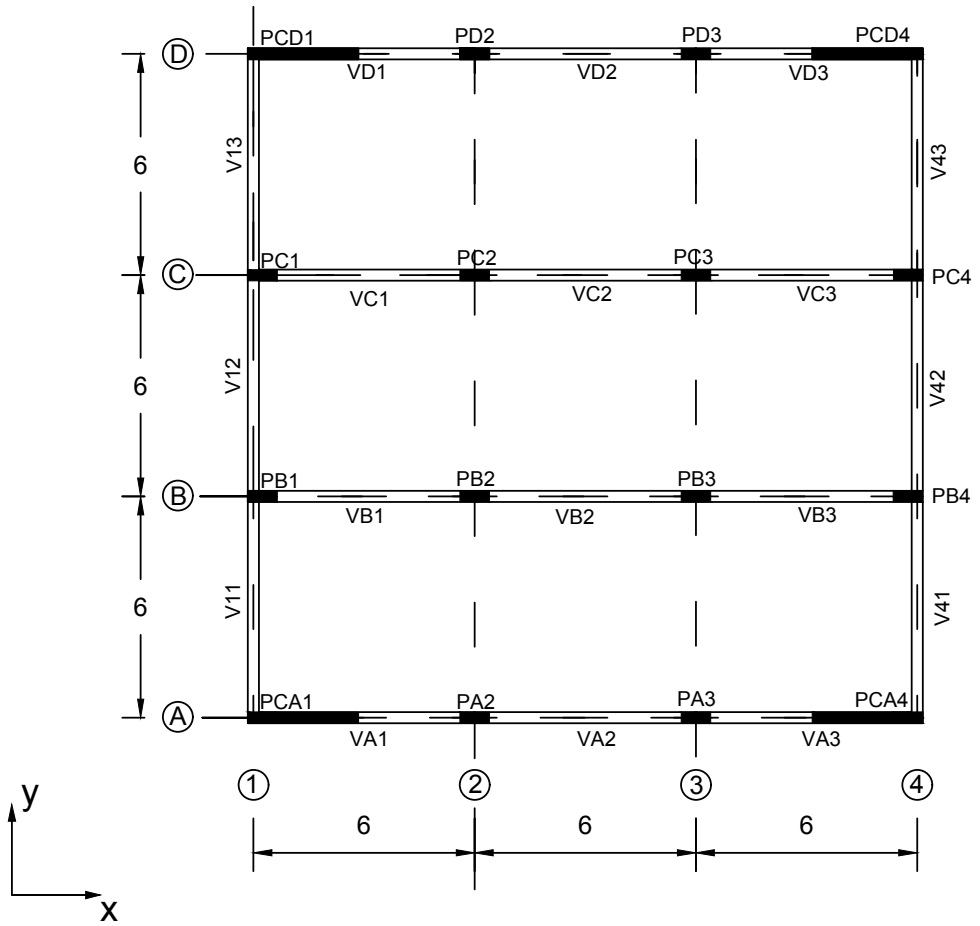


Fig. 3.8 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação B1 com designação dos elementos estruturais

Ao introduzir os valores do pré-dimensionamento no *ROBOT* e fazer uma avaliação em relação à encurvadura da estrutura é possível observar a presença de encurvaduras locais, em zonas onde há uma mudança brusca de secção transversal dos pilares. Na Figura 3.9 observam-se duas reduções nas dimensões dos pilares dos alinhamentos 2 e 3 ao longo da altura, no piso 4 e no piso 7, e neste último, há a presença de duas encurvaduras locais.

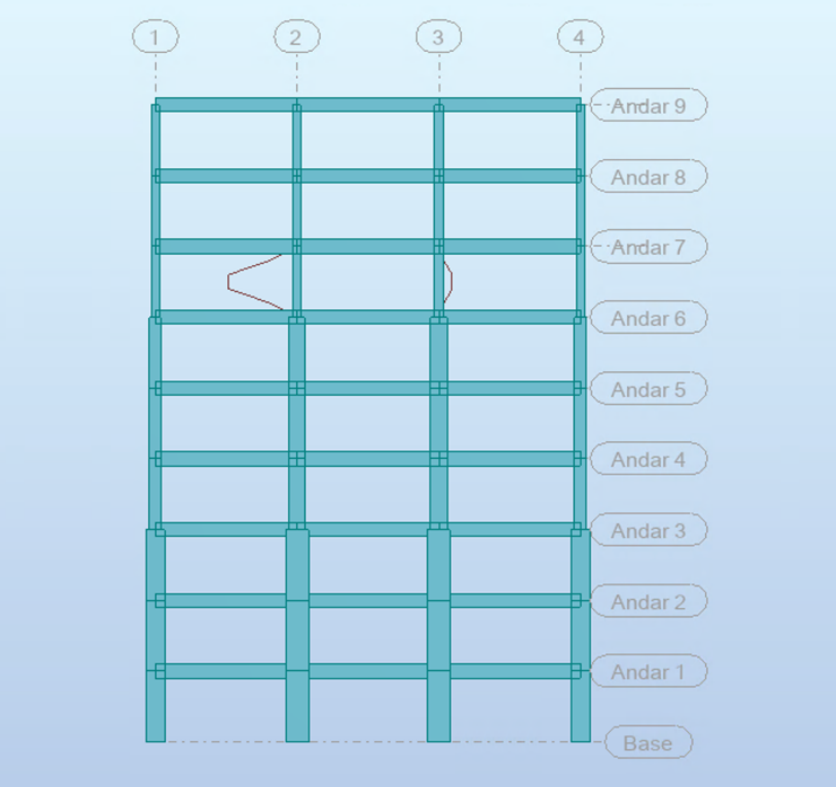


Fig. 3.9 – Encurvaduras locais

Essas encurvaduras locais ocorrem, pois, a rigidez do pilar está diretamente associada à sua secção transversal e quando há uma redução súbita de dimensão ao longo do pilar, há também uma perda de rigidez nos pilares. Quando a rigidez de um elemento diminui, sua a carga crítica de encurvadura, descrita no subcapítulo 2.5, também diminui. No caso de um edifício com vários andares, a carga vertical de compressão por piso decresce à medida que a altura aumenta, porém se a redução da dimensão da seção do pilar for muito grande e a redução na carga vertical não acompanhar, o pilar neste local tende a encurvar. Porém esse não é o problema que esta dissertação pretende estudar, mas antes uma encurvadura global de 1º modo. Então a partir de testes e iterações, obtiveram-se os valores do pré-dimensionamento que estão identificados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem B: combinação B1

	Tipo de pilar	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	b [m]	h [m]
Piso 7-9	1	1821,59	161,94	0,35	0,50
	2	2561,08	50,15	0,35	0,55
Piso 4-6	1	3881,91	203,64	0,35	0,65
	2	5076,84	91,73	0,35	0,80
Piso 1-3	1	5557,76	239,02	0,35	0,80
	2	7576,66	128,24	0,40	0,95

Para as vigas utilizou-se maior momento fletor no piso 1 e a condição de que a carga vertical por piso é a mesma em todos os andares. Para economia de material, o momento reduzido utilizado foi de 0,25. Sendo b a largura da base e h a altura da secção transversal, os valores do pré-dimensionamento da viga estão apresentados na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Pré-dimensionamento da viga da Abordagem B: combinação B1

M_{ed} [kNm]	μ	b [m]	h [m]
499,43	0,25	0,35	0,60

Com a introdução das forças horizontais na estrutura, é percetível o aumento dos momentos fletores nas vigas e, desse modo, um aumento da sua dimensão, quando comparado com a abordagem A.

3.4.2.2. Combinação de Cargas B2

A combinação B2 é muito semelhante à B1, porém com uma pequena diferença nas cargas. Também há apenas 2 tipos de pilares: tipo 1 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e tipo 2 (PB2, PB3, PC2, PC3), vistos na Figura 3.10. Assim como no caso anterior, foi necessário fazer iterações para encontrar a dimensão dos pilares que não introduzisse encurvaduras locais e estão detalhadas na Tabela 3.12.

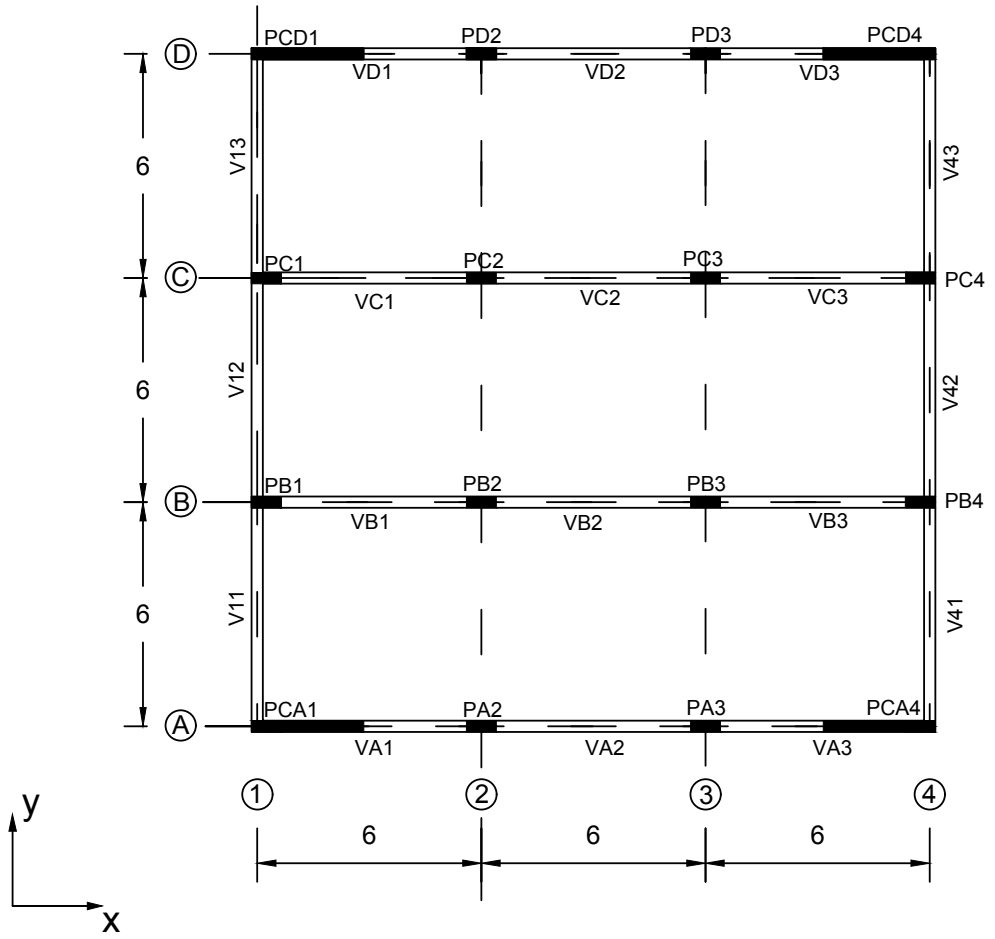


Fig. 3.10 – Planta estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação B2 com designação dos elementos estruturais

Tabela 3.12 – Pré-dimensionamento dos pilares da Abordagem B: combinação B2

	Tipo de pilar	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	b [m]	h [m]
Piso 7-9	1	1739,76	155,54	0,35	0,50
	2	2409,99	71,68	0,35	0,55
Piso 4-6	1	3533,70	209,37	0,35	0,65
	2	4773,42	133,78	0,35	0,75
Piso 1-3	1	5341,46	240,97	0,35	0,75
	2	7132,60	199,15	0,40	0,90

Como o pré-dimensionamento depende principalmente da força de compressão nos pilares, sendo menor a carga na combinação B2, a dimensão dos pilares também será menor do que na combinação B1.

Ainda comparando os dois casos, a força do vento em B2 é maior, logo o momento na viga também será superior ao ser comparado ao B1, mas não tão significativa ao calcular a dimensão da viga, como mostrado na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Pré-dimensionamento da viga da Abordagem B: combinação B2

Med [kNm]	μ	b [m]	h [m]
520,10	0,25	0,35	0,60

3.5. REDUÇÃO SIMPLIFICADA DA RIGIDEZ DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

3.5.1. PILARES

O *software* de cálculo estrutural *ROBOT* é uma ferramenta muito útil, pois, a partir dela obtêm-se para as estruturas analisadas os valores das reações, dos deslocamentos e dos esforços internos. Porém é necessário introduzir dados como a dimensão de elementos, o tipo de material, o formato da estrutura, entre outros. Segundo o EC2, para uma correta análise dos efeitos de 2ª ordem é necessária a avaliação da redução da rigidez, que neste estudo será feita utilizando o Método da Rigidez Nominal.

Como a área de armaduras ainda não está estabelecida, será utilizado uma forma simplificada para calcular esta redução da rigidez inicial para os pilares. Serão consideradas as expressões do MRN do EC2, que foram apresentadas neste trabalho no subcapítulo 2.4. Este será apenas um valor inicial de redução, tendo de ser necessário o uso de iterações após calculadas as armaduras. O coeficiente de fluência efetivo,φ_{ef}, foi quantificado como um valor igual a 1,62. Considerando a taxa da armadura, $\rho \geq 0{,}01$, pode-se usar a simplificação para o cálculo da rigidez nominal. Na Tabela 3.14. estão representadas como foi calculado a razão entre a rigidez nominal e a rigidez normal do pilar.

Tabela 3.14 – Redução da Rigidez de um pilar com uma secção qualquer

Ks (coeficiente dependente das armaduras)	Kc (coeficiente dependente da fendilhação, fluência, etc)	E_{cd} [GPa] (valor de cálculo do modo de elasticidade)	I_c [m^4] (momento de inercia)	$EI_{(nominal)}/EI$
0	0,166	E/1,2	I	0,138

3.5.2. VIGAS

Para determinar o valor da redução da rigidez em vigas, é necessário saber sua secção transversal. Então a redução da rigidez será calculada dependendo de cada caso do edifício.

Como a influência da rigidez nominal nos momentos fletores a meio vão das vigas é pequena em relação a da região dos apoios (Santos, 2021), será aplicado como simplificação a rigidez nominal dos apoios a todo elemento.

As equações utilizadas estão representadas neste trabalho no subcapítulo 2.6 e como simplificação, será considerado que as secções das vigas estão totalmente fendilhadas. Alguns dados necessários para o cálculo são:

- Como ainda não foram dimensionadas as armaduras, como simplificação, será considerado que a área da secção de armaduras, As, será de 1,25% da área da secção de betão, Ac;
- O φ_{ef} calculado vale 1,62;
- O coeficiente de homogeneização, α_e, no caso vale 19,05;

Os valores da redução da rigidez das vigas das Abordagens A e B, estão apresentados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Redução da rigidez das vigas da Abordagem A e da Abordagem B: combinações B1 e B2

Abordagem	Secção [m^2]	d [m]	As [m^2]	x [m]	Rigidez	E [GPa]	I [m^4]	$EI_{reduzido}/EI_{normal}$
A	0,35x0,55	0,48	0,0024	0,249	reduzida	10,5	0,0044	0,285
					normal	33	0,0049	
B (caso B1)	0,35x0,60	0,53	0,0026	0,273	reduzida	10,5	0,0058	0,293
					normal	33	0,063	
B (caso B2)	0,35x0,60	0,53	0,0026	0,273	reduzida	10,5	0,0058	0,293
					normal	33	0,0063	

Como nas vigas nos casos B1 e B2 foram usados a mesma classe de betão e tipo de aço, têm a mesma secção e são calculadas com as mesmas condições, a redução da rigidez é a mesma.

3.5.3. Paredes de Contraventamento

Também é necessário considerar uma redução simplificada da rigidez das paredes estruturais, utilizando o Anexo H do EC2, cujas expressões foram apresentadas neste trabalho no subcapítulo 2.2.

Para fazer essa análise mais básica, considera-se que a parede está fendilhada. Os resultados da razão entre a rigidez reduzida e a rigidez normal estão presentes na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Redução da rigidez da parede de contraventamento

E_{cd} [GPa]	I_c [m^4]	$EI_{(nominal)}/EI$
E/1,2	I	0,333

4

ANÁLISE DAS ABORDAGENS. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS

4.1. INTRODUÇÃO

O objetivo desta dissertação consiste em analisar de que forma os pórticos contribuem para a estabilidade de uma estrutura composta por pórticos e paredes de contraventamento, contra os efeitos de 2ª ordem. Para fazer este estudo, foram consideradas duas abordagens de cálculo para um edifício, a Abordagem A e a Abordagem B. A Abordagem A possui uma estrutura porticada, que resiste à todas as ações verticais, e paredes de contraventamento, que resistem à todas as ações horizontais, ou seja, elas trabalham independentemente. A Abordagem B possui uma estrutura em que os pórticos e as paredes de contraventamento conjuntamente resistem ao total de cargas, verticais e horizontais. Para esta última abordagem, foram feitas duas combinações de carga, uma em que a ação de base é a sobrecarga e outra que a ação de base é o vento, e é importante salientar que a estrutura deve resistir a ambas as combinações.

Neste capítulo pretende-se dimensionar as armaduras dos pilares, das vigas e das paredes estruturais da Abordagem A e da Abordagem B, pré-dimensionados nos subcapítulos 3.3 e 3.4, de forma a poder determinar e comparar o custo final de betão e de aço usado para cada caso. O *software* de cálculo estrutural *ROBOT* será utilizado para obter as cargas necessárias para este dimensionamento dos elementos estruturais de cada caso do edifício, onde será inserido os valores da redução da rigidez determinados no subcapítulo 3.5 de forma a se fazer uma análise correta dos efeitos globais de 2ª ordem.

4.2. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

4.2.1. ABORDAGEM A

As armaduras dos pilares da Abordagem A foram dimensionadas considerando apenas as ações verticais e uma combinação em que a ação base é a sobrecarga. Como visto na Figura 3.7, há 3 tipos de pilares categorizados pela sua área influência, são eles: o tipo 1 (PA1, PA4, PD1, PD4), o tipo 2 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e o tipo 3 (PB2, PB3, PC2, PC3). Porém os pilares do tipo 1, na realidade, dão lugar às paredes de contraventamento, que apenas não foram considerados neste caso, pois não estão submetidas às forças verticais, que são as consideradas neste estudo. Logo, não é necessário dimensionar os pilares do tipo 1.

Em todos os tipos de pilares será levado em conta a área de armadura mínima, $A_{s,min}$, e máxima, $A_{s,max}$, para cada caso. Segundo o EC2, a expressão a se considerar para determinar a armadura mínima está indicada na equação (4.1) e a armadura máxima fora das zonas de emenda está indicada na equação (4.2).

$$A_{s,min} = \frac{0{,}10 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0{,}002 \cdot A_c\text{, se este valor for maior} \qquad (4.1.)$$

em que:

N_{ed} – valor de cálculo do esforço normal de compressão;

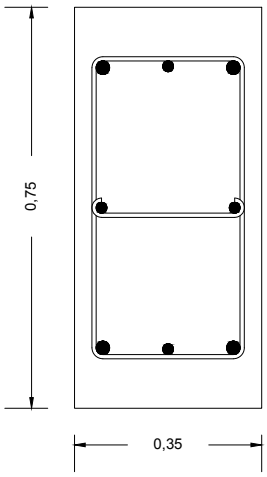
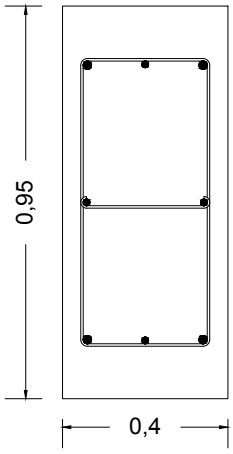
f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras para betão armado, depende do tipo de aço;

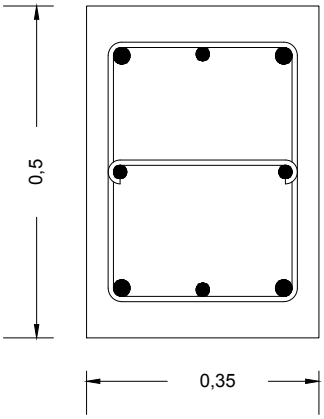
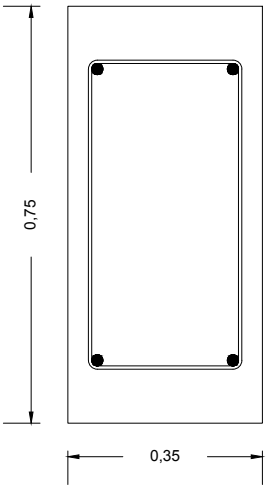
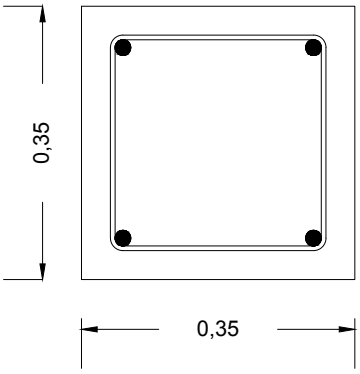
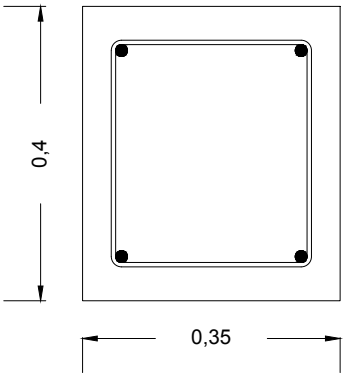
A_c – área da secção transversal de betão.

$$A_{s,max} = 0{,}04 \cdot A_c \qquad (4.2.)$$

Na Tabela 4.1 estão representadas as secções dos pilares e suas respetivas armaduras.

Tabela 4.1 – Quadro de Pilares da Abordagem A

Pisos	Pilares – tipo 2	Pilares – tipo 3
1-2-3	 Armaduras longitudinais: 4Φ25 (cantos) + 4Φ20 Armadura transversal Φ8//0,30	 Armaduras longitudinais: 4Φ20 (cantos) + 4Φ16 Armadura transversal Φ6//0,20

4-5-6	 Armaduras longitudinais 4Φ25 (cantos) + 4Φ20 Armadura transversal Φ8//0,30	 Armaduras longitudinais: 4Φ20 Armadura transversal Φ6//0,30
7-8-9	 Armaduras longitudinais: 4Φ20 Armadura transversal Φ6//0,30	 Armaduras longitudinais: 4Φ16 Armadura transversal Φ6//0,20

Com o desenvolvimento do dimensionamento final de armaduras e seções é possível obter a quantidade de aço e o volume de betão utilizado nos elementos estruturais. Para uma melhor avaliação dessas quantidades propõe-se analisar seus custos. Com base num valor aproximado de mercado estabelecido para todos os elementos estruturais é possível comparar os valores entre as abordagens do

edifício e determinar o caso mais econômico. Os preços a serem considerados serão de 90€/m^3 de betão e 1,36€/kg de aço, considerando sua aplicação. Estes valores estão apresentados na Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem A

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
6364,47	68,49	14819,78

4.2.2. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B1

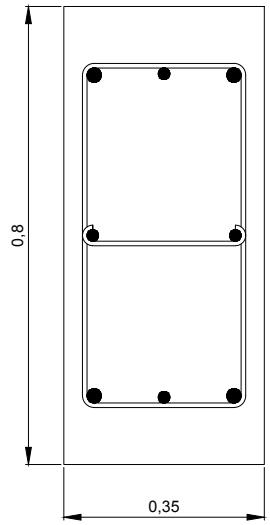
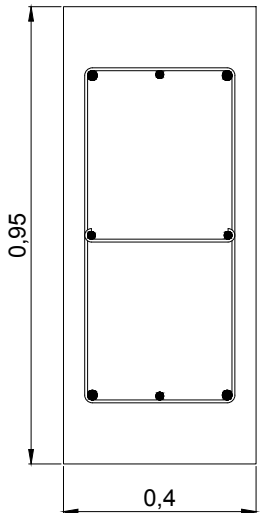
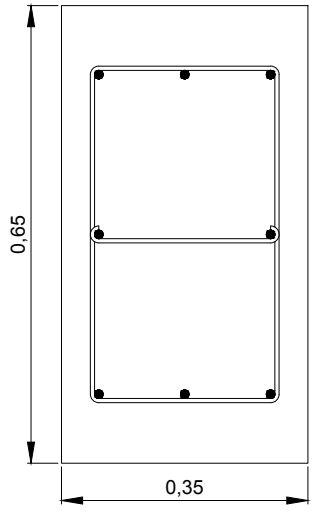
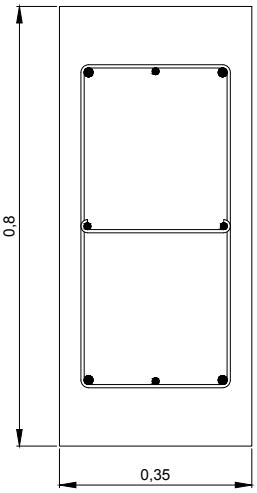
Para a Abordagem B, a estrutura toda, pórticos e as paredes de contraventamento, resistem a todas as ações, verticais e horizontais. Nesta combinação B1, a carga a ser considerada como ação de base é a sobrecarga e a ação acompanhante é o vento.

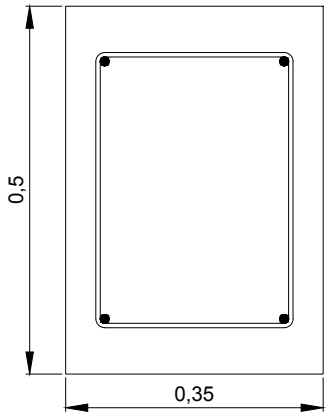
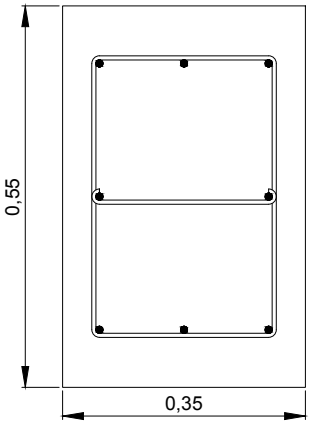
Como indicado na figura 3.8, os pilares estão classificados em 2 tipos: o tipo 1 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e o tipo 2 (PB2, PB3, PC2, PC3).

As armaduras mínimas e máximas, demonstradas, anteriormente, na equação (4.1.) e na equação (4.2.), serão devidamente consideradas para o dimensionamento dos pilares

As secções dos pilares e suas respetivas armaduras estão representadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Quadro de Pilares da Abordagem B: combinação de carga B1

Pisos	Pilares – tipo 1	Pilares – tipo 2
1-2-3	 Armaduras longitudinais: 4Φ25 (cantos) + 4Φ20 Armadura transversal Φ8//0,30	 Armaduras longitudinais: 4Φ20 (cantos) + 4Φ16 Armadura transversal Φ6//0,20
4-5-6	 Armaduras longitudinais: 8Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15	 Armaduras longitudinais: 4Φ16 (cantos) + 4Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15

7-8-9		
	Armaduras longitudinais: 4Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15	Armaduras longitudinais: 8Φ10 Armadura transversal Φ6//0,15

O volume de betão e a quantidade de aço dimensionado para estes pilares estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem B: combinação de carga B1

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
4848,24	79,83	13778,31

4.2.3. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B2

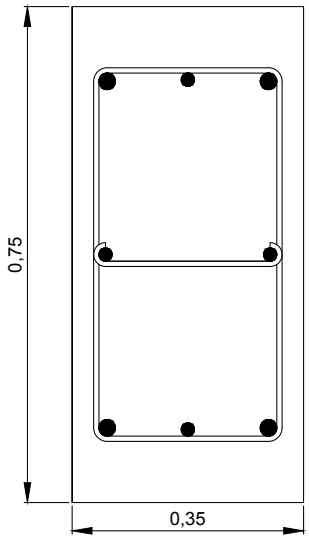
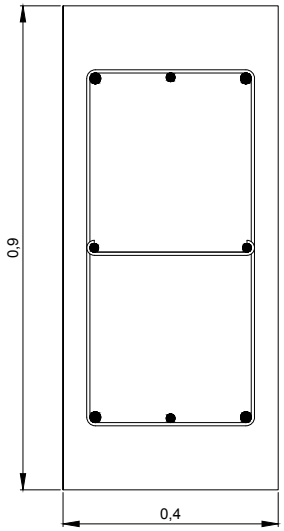
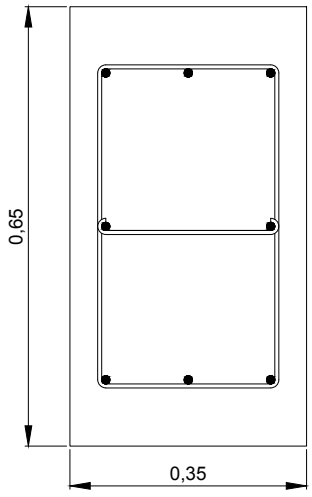
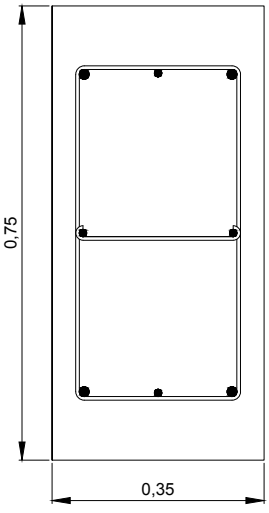
Assim como na combinação de carga B1, na combinação B2 os pórticos e as paredes de contraventamento simultaneamente resistem a todas as ações, verticais e horizontais. Porém, nesta combinação, a ação de base é o vento e a ação acompanhante é a sobrecarga.

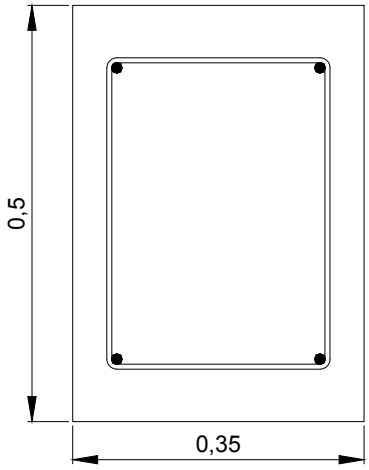
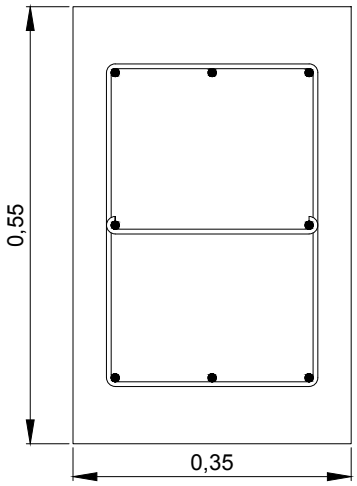
Como apresentado na figura 3.10, os pilares estão classificados em 2 tipos: o tipo 1 (PA2, PA3, PB1, PB4, PC1, PC4, PD2, PD3) e o tipo 2 (PB2, PB3, PC2, PC3).

Para o dimensionamento das armaduras será levado em consideração as armaduras mínimas e máximas, apresentadas nas equações (4.1.) e (4.2.), respetivamente.

As secções dos pilares e suas respetivas armaduras estão representadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Quadro de Pilares da Abordagem B: combinação de carga B2

Pisos	Pilares – tipo 1	Pilares – tipo 2
1-2-3		
	Armaduras longitudinais: 4Φ25 (cantos) + 4Φ20 Armadura transversal Φ8//0,30	Armaduras longitudinais: 4Φ20 (cantos) + 4Φ16 Armadura transversal Φ6//0,20
4-5-6		
	Armaduras longitudinais: 8Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15	Armaduras longitudinais: 4Φ16 (cantos) + 4Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15

7-8-9		
	Armaduras longitudinais: 4Φ12 Armadura transversal Φ6//0,15	Armaduras longitudinais: 8Φ10 Armadura transversal Φ6//0,15

A quantidade de aço e de volume de betão dimensionado estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Quantidade de material e o custo dos pilares da Abordagem B: combinação de carga B2

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
4797,99	77,22	13475,06

4.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

4.3.1. ABORDAGEM A

Para o dimensionamento das vigas da Abordagem A, serão considerados os momentos fletores do piso 1 levando em consideração que a carga vertical de compressão por piso é a mesma em todos os andares e que os pórticos resistem a apenas as forças verticais.

Todas as vigas serão dimensionadas considerando as áreas máximas, $A_{s,max}$, e mínimas, $A_{s,min}$, de armadura segundo o EC2. Para a quantificação da armadura mínima será usada a equação (4.3.) e para a quantificação da armadura máxima será usada a equação (4.4.), ambas segundo o EC2.

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \quad \text{mas não inferior a } 0{,}0013 \cdot b_t \cdot d \tag{4.3.}$$

em que:

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão a tração simples, depende da classe de resistência do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras.

b – comprimento da base da secção transversal

d – altura útil da secção transversal

b_t – largura média da zona tracionada

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \tag{4.4.}$$

Considerando que as lajes apresentam um funcionamento unidirecional apresentado na Figura 4.1, é possível classificar as vigas em 3 categorias de acordo com sua área de influência: tipo 1 (vigas dos alinhamentos A e D), tipo 2 (vigas dos alinhamentos B e C) e tipo 3 (vigas dos alinhamentos 1 e 4). As Para as vigas do tipo 3, será considerado uma faixa de laje de 1 m de comprimento para calcular a área de influência.

Para fazer referência a cada viga, será utilizada a designação segundo a Figura 3.7.

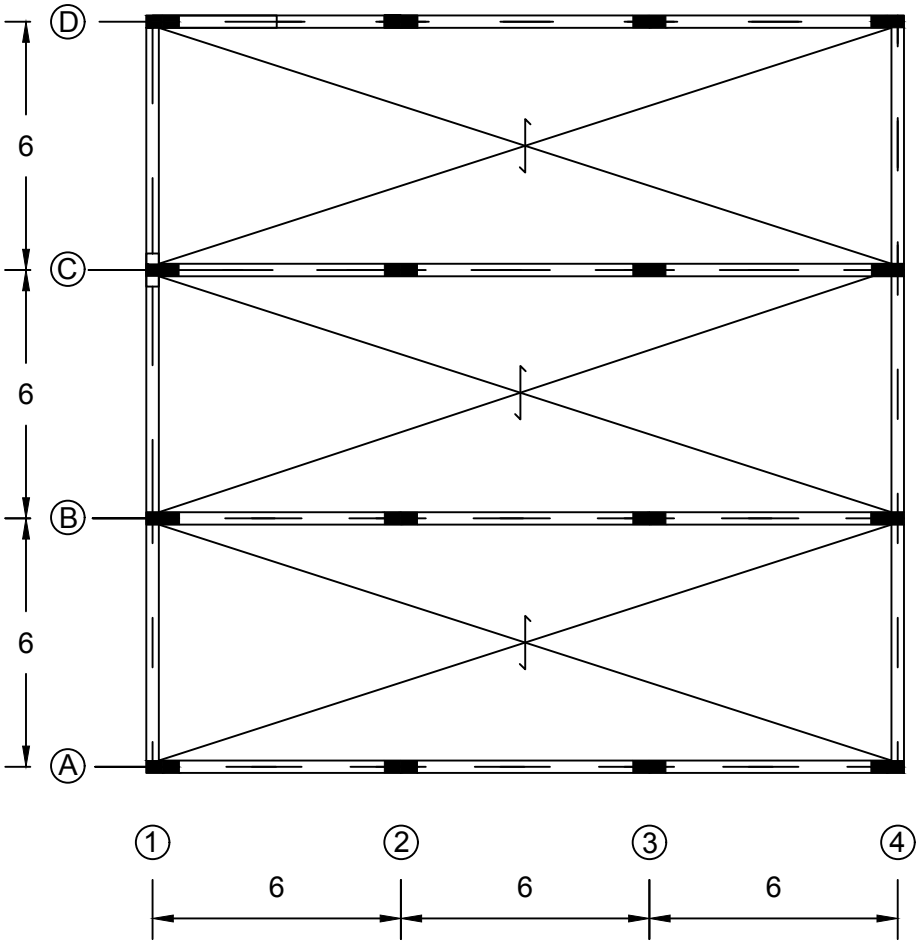


Fig.4.1 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem A

A dispensa de armaduras longitudinais será calculada segundo as regras da secção (9.2.1.3) do EC2. As representações do dimensionamento das vigas do tipo 1, tipo 2 e tipo 3 encontram-se no anexo.

A partir do dimensionamento das armaduras das vigas é possível quantificar o aço e de volume de betão e, dessa forma, determinar seu preço. Será considerando os custos de 1,36€/Kg de aço e 90€/m^3 de betão. Estes valores estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem A

Tipo	Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
1	5721,03	63,72	13515,40
2	9534,96	64,98	18815,75
3	2776,68	63,54	9494,89
Total	18032,76	192,29	41832,27

A quantidade de material utilizado na Abordagem A está calculada para uma viga que não considera as paredes de contraventamento nos alinhamentos A e D, ou seja, a viga total dos alinhamentos considerada tem 18 m em vez de 12 m, que seria a viga sem as 2 paredes estruturais de 3 m cada. Porém em relação ao total de vigas por andar, representa um erro de cerca de 10%, podendo ser desconsiderado.

4.3.2. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B1

Diferentemente da Abordagem A, na Abordagem B, os pórticos, juntamente com as paredes de contraventamento, resistem as forças verticais e horizontais. A presença de ações horizontais influencia diretamente nos momentos fletores nas vigas de forma a amplifica-los. Porém a combinação de carga B1, a ação de base é a sobrecarga, logo a ação do vento será atenuada ao ser multiplicada por um coeficiente Ψ_0, obtido a partir do EC0.

As áreas de armadura mínimas e máximas quantificadas com as equações (4.3.) e (4.4.) serão consideradas e o dimensionamento das vigas será feito a partir da análise dos momentos fletores nas vigas do piso 1.

As vigas da combinação de carga B1 foram divididas em 3 tipos, de acordo com a área de influência considerando que as lajes funcionam de forma unidirecional, apresentado na Figura 4.2. Os tipos são: tipo 1 (vigas dos alinhamentos A e D), tipo 2 (vigas dos alinhamentos B e C) e tipo 3 (vigas dos alinhamentos 1 e 4). Será considerado uma faixa de 1 m de comprimento de laje para quantificar a área de influência das vigas do tipo 3. Para fazer referência a cada viga, será utilizada a designação segundo a Figura 3.8.

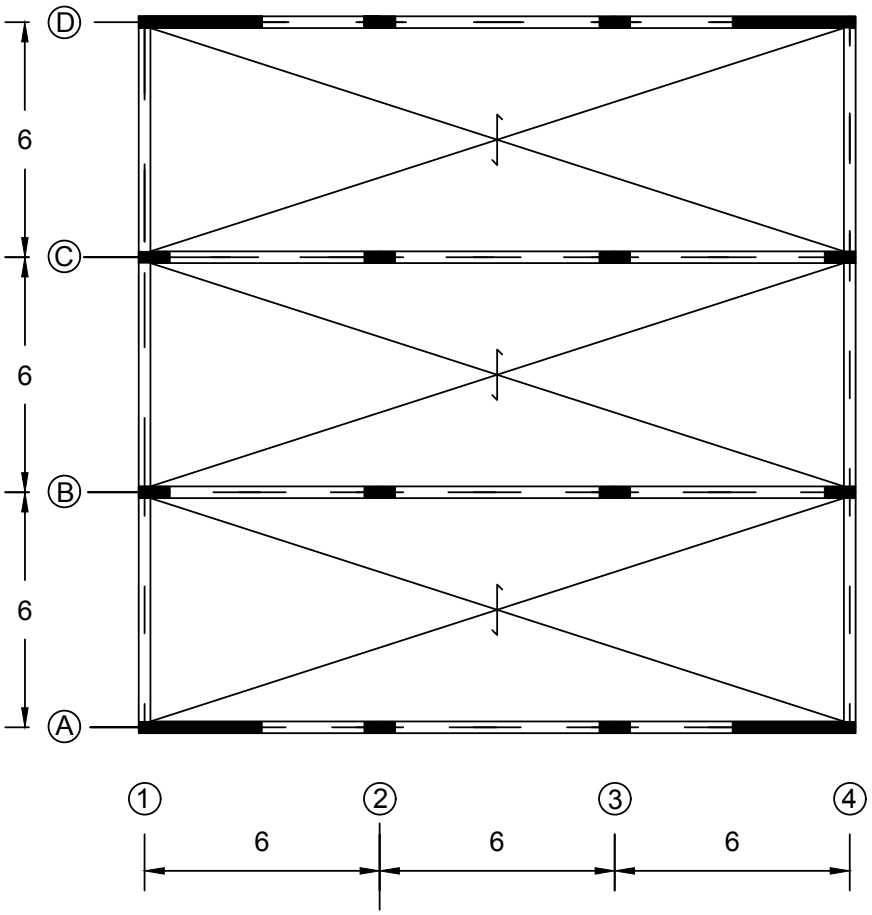


Fig.4.2 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação de carga B1

A secção (9.2.1.3) do EC2 será utilizada para fazer a dispensa de armaduras longitudinais. A representação do dimensionamento das vigas da combinação de carga B1 encontram-se no anexo.

A quantidade de aço e o volume de betão por piso nas vigas pode, então, ser obtido a partir do seu dimensionamento, cujos valores e os custos estão apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem B: combinação de carga B1

Tipo	Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
1	2508,39	45,36	7493,81
2	9915,84	71,06	19880,94
3	2757,87	69,17	9976,00
Total	15182,10	185,58	37351,53

4.3.3. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B2

Na Abordagem B, os pórticos e as paredes de contraventamento resistem as forças verticais e horizontais totais da estrutura. A combinação B2, possui como ação de base o vento e como ação acompanhante a sobrecarga, logo as ações horizontais serão mais intensas que na combinação B1. Essas forças horizontais afetarão diretamente os momentos fletores nas vigas exigindo mais da estrutura

A análise dos momentos fletores para o dimensionamento será feita com base nas vigas do piso 1. As equações (4.3.) e (4.4.) serão utilizadas para calcular as áreas de armaduras mínimas e máximas, respetivamente.

A partir da Figura 4.3, observa-se que as lajes funcionam de modo unidirecional, logo há a presença de 3 categorias de viga baseadas em suas áreas de influência: tipo 1 (vigas dos alinhamentos A e D), tipo 2 (vigas dos alinhamentos B e C) e tipo 3 (vigas dos alinhamentos 1 e 4). Para ser possível a quantificação da área de influência das vigas tipo 3, será considerada a faixa de 1 m de comprimento. Para fazer menção a cada viga, será utilizada a designação da Figura 3.10.

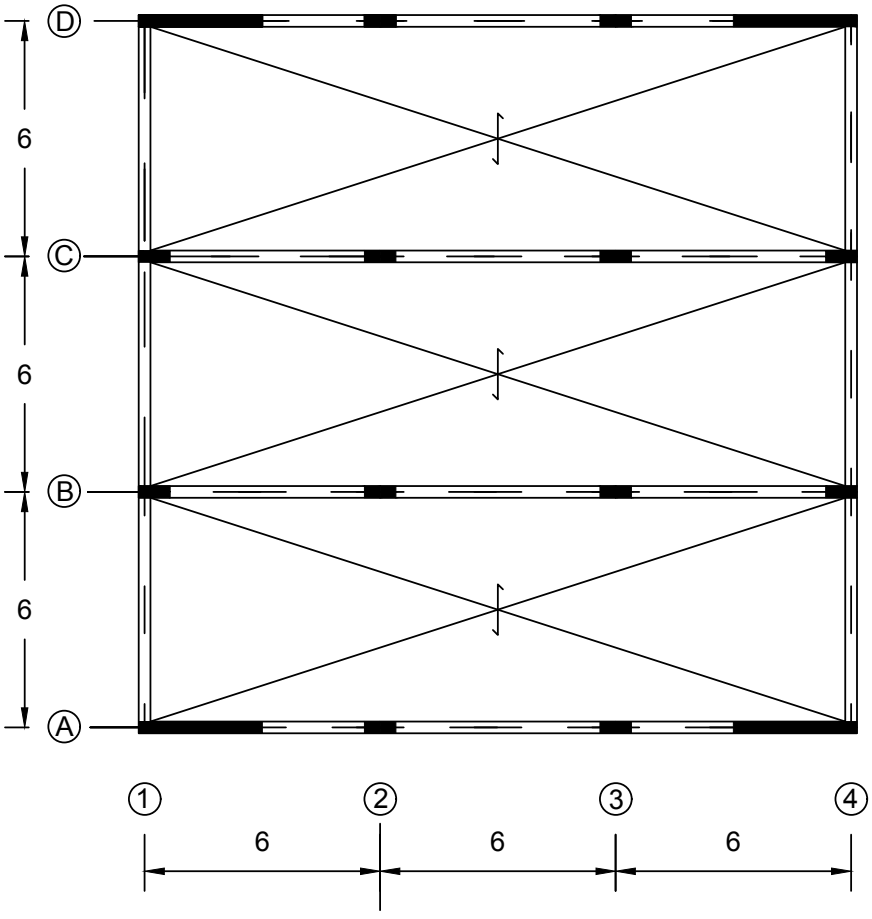


Fig.4.3 – Planta Estrutural do piso 1 da Abordagem B: combinação de carga B2

A partir do EC2, secção (9.2.1.3), será feita a dispensa de armaduras longitudinais. O dimensionamento do estudo B2 está representado no anexo.

Os valores da quantidade de aço e volume do betão necessário para as vigas dimensionadas estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Quantidade de material e o custo das vigas da Abordagem B: combinação de carga B2

Tipo	Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
1	2496,69	45,36	7478,27
2	10208,25	70,88	20262,42
3	2752,20	69,17	9968,29
Total	15457,14	16686,81	37708,56

4.4. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

4.4.1. ABORDAGEM A

Na Abordagem A, a parede de contraventamento resiste às forças horizontais de forma independente aos pórticos. Então para amplificar estas forças será utilizado uma combinação de carga com ação de base vento.

Para simplificar a análise e comparação das Abordagens A e B, será estabelecido uma dimensão para as paredes estruturais para ambos os casos, pois os valores do coeficiente de amplificação, β_2, tendem a ser muito distintos. A análise comparativa será baseada nas armaduras que irão variar dependendo de cada situação. Esta dimensão definida será de 0,3x3,0 m^2.

Para obter o valor de β_2 das paredes de contraventamento é necessário o valor da carga total da estrutura, $F_{V,Ed}$, e da carga global de encurvadura, $F_{V,B}$, cuja expressão foi apresentada no subcapítulo 2.2 desta dissertação. Na Tabela 4.10 está representado os valores mencionados por parede estrutural.

Tabela 4.10 – Quantificação do coeficiente de amplificação β_2 da Abordagem A

$F_{V,Ed}$ [kN]	$F_{V,B}$ [kN]	β_2
77915,52	269811,32	1,406

Com a determinação do coeficiente β_2, é possível amplificar as ações horizontais da estrutura, sendo elas as forças do vento e as forças transversais, H_i, que representam as imperfeições geométricas. Estes valores estão apresentados na Tabela 4.11

Tabela 4.11 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso da Abordagem A

andar	β_2	$H_{i,IG}$ [kN]	$F_{w,Ed}$ [kN]	$F_{H,Ed}$ [kN]
1,2,3, 4,5,6	1,406	22,81	196,37	308,17
7,8	1,406	22,81	211,59	329,58
9	1,406	22,81	105,80	180,83

Na Figura 4.4, está esquematizado as posições de cada uma das paredes de contraventamento. A localização de cada parede estrutural na planta é importante para ser possível calcular a força que cada uma vai resistir. Neste caso, pelo fato de as paredes estarem distribuídas de uma forma simétrica da na estrutura e a força horizontal ser da direção X, conclui-se as forças que irão agir em cada parede de contraventamento serão as mesmas.

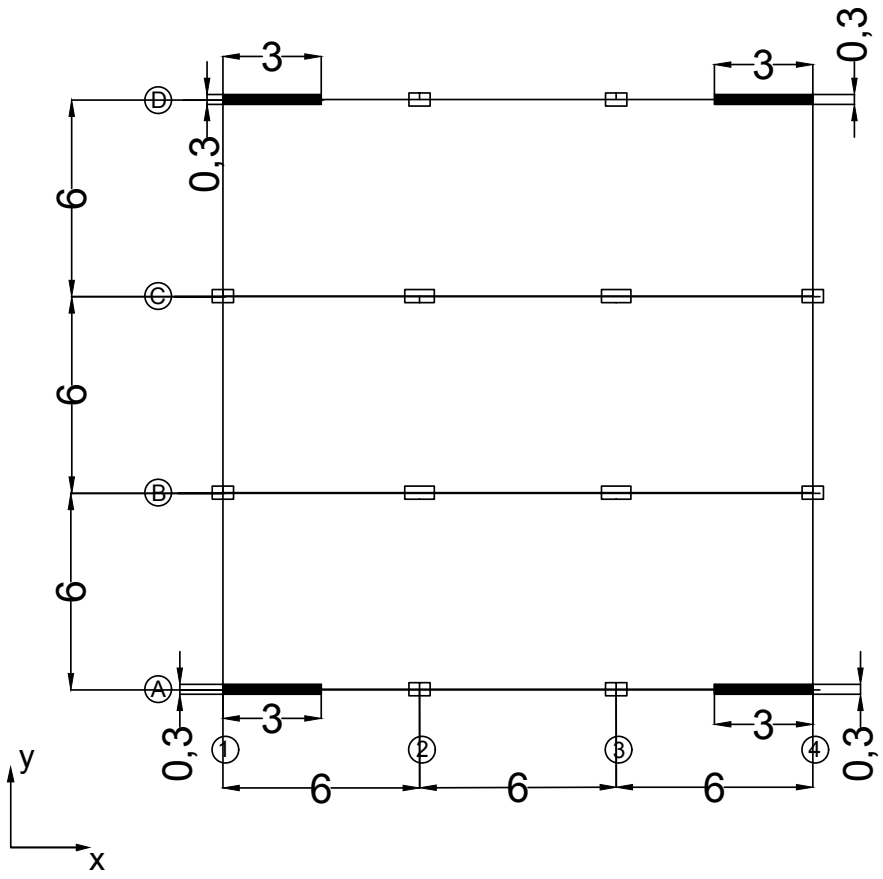


Fig.4.4 – Planta Estrutural do piso 1 com paredes de contraventamento das Abordagens A e B

Segundo o EC2, deve-se dimensionar as paredes de contraventamento tendo em conta as áreas máximas e mínimas para cada armadura. Para a determinação da área mínima, $A_{s,vmin}$, e máxima, $A_{s,vmax}$, vertical serão usadas a equação (4.5) e equação (4.6), respetivamente e para a área mínima horizontal, $A_{s,hmin}$, será usada a equação (4.7.). No caso das armaduras transversais, elas são

necessárias somente se em alguma parte da parede estrutural a área da armadura vertical nas duas faces for maior do que 2% da área de betão.

$$A_{s,vmin} = 0{,}002 \cdot A_c \tag{4.5.}$$

em que:

A_c - área da secção transversal do betão

$$A_{s,vmax} = 0{,}04 \cdot A_c \tag{4.6.}$$

$$A_{s,hmin} = 0{,}25 \cdot A_{s,v} \text{ ou } 0{,}001 \cdot Ac, \text{ se este valor for maior} \tag{4.7.}$$

Na Figura 4.5, apresenta-se o dimensionamento de armaduras nas paredes de contraventamento.

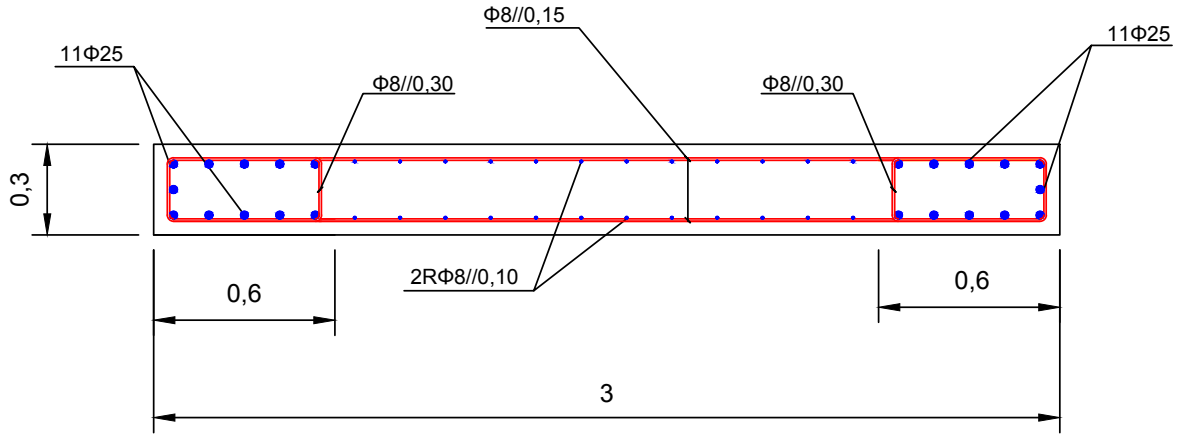


Fig.4.5 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem A

Com os valores do dimensionamento é possível calcular a quantidade de aço das armaduras e o volume de betão necessários para a construção das paredes estruturais. Considerando o custo de 1,36€/Kg de aço e 90€/m^3 de betão é possível também obter o preço final a ser gasto nesses materiais. Esses valores estão apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem A

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
13200,03	97,2	26700,12

4.4.2. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B1

As paredes de contraventamento e os pórticos na Abordagem B trabalham em simultâneo contra as forças verticais e horizontais. Assim como na Abordagem A, as quatro paredes estruturais da Abordagem B terão a dimensão igual a 0,3x3,0 m^2.

Na combinação de carga B1, a sobrecarga é a ação de base e o vento é a ação acompanhante. Como a estrutura de B é composta de pórticos e paredes que resistem aos efeitos de 2ª ordem e o EC2 não dá muitos detalhes de como calcular um coeficiente de amplificação para este caso, para obter o valor de β_2 das ações horizontais, recorreu-se ao *software ROBOT,* utilizando os valores de redução de rigidez calculados no subcapítulo 3.5. O valor obtido para o coeficiente β_2 para o caso B1 foi de 1,059. Os valores amplificados pelo coeficiente determinado das forças horizontais estão apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso da Abordagem B: combinação de carga B1

andar	β_2	$H_{i,IG}$ [kN]	$F_{w,Ed}$ [kN]	$F_{H,Ed}$ [kN]
1,2,3, 4,5,6	1,059	22,21	117,82	148,30
7,8	1,059	22,21	126,95	157,97
9	1,059	22,21	63,48	90,75

A Figura 4.4 apresenta a planta da estrutura, onde é possível ver que as paredes estão distribuídas de forma simétrica em relação a direção e a posição da força horizontal, considerando ter a direção X. Logo, determina-se que as forças que irão agir em cada parede estrutural serão iguais.

A partir da equação (4.5), da equação (4.6) e da equação (4.7.), serão determinados os valores de $A_{s,vmin}$, de $A_{s,vmax}$ e de $A_{s,hmin}$, respetivamente.

O dimensionamento de armaduras nas paredes de contraventamento está representado na Figura 4.6.

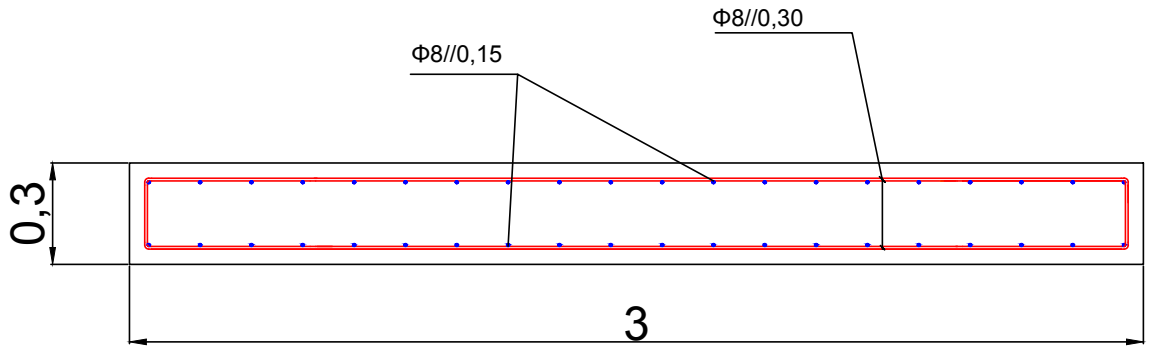


Fig.4.6 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B1

Após o dimensionamento, é possível determinar a quantidade de aço e o volume de betão utilizado nas quatro paredes estruturais em todos os pisos e seus custos, estes valores estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B1

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custo Total [€]
2587,19	97,2	12266,64

4.4.3. ABORDAGEM B: COMBINAÇÃO DE CARGA B2

A abordagem B é uma estrutura em que as paredes estruturais e os pórticos resistem às forças verticais e horizontais e, como nos casos anteriores, as quatro paredes de contraventamento terão uma dimensão de 0,3x3,0 m^2.

A combinações de carga B2 considera o vento como ação de base e a sobrecarga como ação acompanhante. Assim como na combinação B1, foi utilizado o *software ROBOT* para obter o coeficiente de amplificação β_2. O valor obtido para a abordagem de combinação B2 de β_2 foi de 1,057. As forças horizontais amplificadas estão apresentadas na Tabela 4.15

Tabela 4.15 – Quantificação das forças horizontais amplificadas por piso da Abordagem B: combinação de carga B2

andar	β_2	$H_{i,IG}$ [kN]	$F_{w,Ed}$ [kN]	$F_{H,Ed}$ [kN]
1,2,3, 4,5,6	1,057	21,03	196,37	229,79
7,8	1,057	21,03	211,59	245,88
9	1,057	21,03	105,80	134,06

As paredes estruturais estão distribuídas na planta de forma simétrica para uma força horizontal na direção X, representada na Figura 4.4, portanto é possível afirmar que a as forças horizontais que irão agir em cada parede de contraventamento são as mesmas

Segundo o EC2, é preciso levar em conta as áreas verticais mínimas e máximas e a força horizontal mínima. Tais valores serão determinados a partir da equação (4.5), da equação (4.6) e da equação (4.7.), respetivamente.

na Figura 4.7 está representado o dimensionamento de armaduras nas paredes de contraventamento do caso B2.

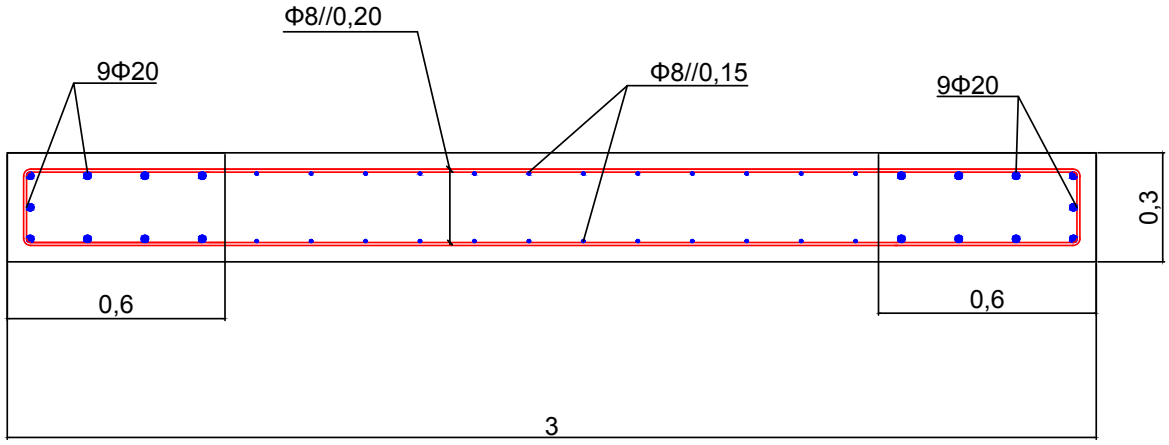


Fig.4.7 – Desenho de execução das armaduras das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B2

Com os valores do dimensionamento, é possível quantificar o aço e o volume de betão utilizado nas quatro paredes estruturais em todos os pisos o custo final para a construção desses elementos, estes valores estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Quantidade de material e o custo das paredes de contraventamento da Abordagem B: combinação de carga B2

Armaduras [Kg]	Betão [m^3]	Custos Totais [€]
7144,56	97,2	18464,58

4.5. CONCLUSÃO

Neste capítulo foram analisados dois casos de estudo, a Abordagem A e a Abordagem B. Primeiro, será avaliado a Abordagem B que possui dois casos de carga. Como o edifício deve ser capaz de sustentar as duas situações, será escolhido aquela mais gravosa. Os valores de custo das duas combinações de carga, denominadas B1, para o caso de carga em que a ação de base é a sobrecarga, e B2, para o caso de carga em que a ação de base é a vento, estão apresentadas na Tabela 4.17

Tabela 4.17 – Custos totais dos casos de carga da Abordagem B

Combinação de carga	Custo Total [€]
B1	63396,48
B2	69648,20

Dessa forma, conclui-se que o caso de carga a ser considerado é o B2.

Para comparar as Abordagens A e B também será usado o valor do custo, representado na Tabela 4.17

Tabela 4.18 – Custos totais das Abordagens A e B

Abordagem	Custo dos pilares [€]	Custos das vigas [€]	Custo das paredes de contraventamento [€]	Custo Total [€]
A	14819,78	41832,27	26700,12	83352,17
B	13475,06	37708,56	18464,58	69648,20

Ao comparar os dois casos é possível perceber que o custo da Abordagem A é significativamente é maior que da Abordagem B. A diferença entre os custos dos pilares e das vigas das duas situações é pequeno, porém em relação às paredes de contraventamento, o custo da Abordagem A é de aproximadamente 44% maior que da Abordagem B.

5
CONCLUSÃO

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

A análise de efeitos globais de 2ª ordem em edifícios com pórticos e paredes de contraventamento, está associada a uma certa complexidade. O EC2 apresenta métodos simplificados para a avaliação desses efeitos em edifícios e em sistemas de contraventamento, porém não há uma avaliação muito explícita do caso de estruturas em que pórticos e paredes resistem juntos a efeitos de 2ª ordem. Uma das abordagens presentes no EC2 é o Método da Rigidez Nominal que permite avaliar tanto elementos estruturais isolados como a totalidade da estrutura, se baseia numa análise da rigidez nominal levando em consideração a fluência, a não linearidade dos materiais e a fendilhação. De acordo com este método é possível utilizar os modos de cálculo dos efeitos de 2ª ordem presentes no Anexo H do EC2.

A elaboração deste trabalho teve como objetivo analisar uma estrutura com pórticos e paredes estruturais e quantificar a influência dos pórticos nos efeitos de 2ª ordem. Essa avaliação foi feita comparando duas abordagens de estudo de um edifício, sendo um dimensionado de forma que os pórticos recebiam todas as cargas verticais e o sistema de contraventamento sem aberturas recebia todas as cargas horizontais e outro dimensionado de forma que os pórticos e o sistema de contraventamento sem aberturas funcionassem em simultâneo contra as cargas verticais e horizontais (Abordagens A e B, respetivamente). Para ser possível tal comparação, foi feita a análise da quantidade de material necessário no dimensionamento (aço para as armaduras e betão) e, dessa forma, obteve-se os custos desses materiais para cada uma das situações citadas.

Para poder avaliar os efeitos de 2ª ordem, obteve-se o coeficiente de amplificação, usualmente representado por β_2, que foi utilizado neste trabalho para majorar as forças horizontais de ambas as abordagens estudadas. Foram aplicadas duas maneiras para quantificar este coeficiente. No caso em que as paredes de contraventamento resistem completamente às forças horizontais, foi usado o Método da Rigidez Nominal do EC2, mais especificamente do Anexo H, que leva em conta a carga vertical total da estrutura e a carga global nominal de encurvadura. Nos casos das estruturas que os pórticos e as paredes de contraventamento trabalham em conjunto, o β_2 foi obtido a partir do *software* de cálculo estrutural *ROBOT* com uma análise da encurvadura da estrutura. Tomou-se em atenção que, para a correta análise da encurvadura, ela precisa ser global e de primeiro modo, isto significa que quando a estrutura atinge a carga global de encurvadura, a estrutura inteira encurva. Para fazer tal avaliação, foi necessário introduzir a redução da rigidez de cada elemento. Ao comparar os coeficientes de amplificação das duas estruturas foi possível perceber que, na abordagem em que as paredes estruturais e os pórticos trabalham juntos, o β_2 é muito inferior ao da estrutura dimensionada com paredes estruturais e pórticos que agem independentemente um do outro. Porém, não é possível fazer uma avaliação concreta da influência dos pórticos nos efeitos de 2ª ordem levando em consideração a

comparação somente do β_2, pois os parâmetros de cálculo não são os mesmos. Isto ocorre, pois o β_2 depende diretamente do valor das forças horizontais e cada estrutura pode possuir forças horizontais diferentes, que é o caso das abordagens estudadas nesta dissertação.

Com o dimensionamento final das armaduras dos pilares, das vigas e das paredes de contraventamento foi possível fazer uma comparação quantitativa entre os edifícios estudados. Observou-se que no edifício em que os pórticos e as paredes estruturais foram dimensionados separadamente, o custo final calculado foi de aproximadamente 19% maior do que no edifício dimensionado em que elas trabalham de forma separada. Também é importante analisar os valores específicos das paredes estruturais. Apesar de ambas as estruturas possuem o mesmo número de paredes de contraventamento nas mesmas posições em relação a planta, recebem as forças horizontais na mesma direção e têm mesma quantidade de betão, ou seja, possuem a mesma secção transversal, o valor de custo da primeira estrutura foi de aproximadamente 44% maior que na segunda estrutura, ou seja, a primeira estrutura precisou de muito mais aço para as armaduras para resistir as ações horizontais do que a segunda estrutura.

A partir deste estudo foi possível observar que os pórticos possuem uma influência considerável no aumento da estabilidade de uma estrutura aos efeitos globais de 2ª ordem. Este fato faz com que as paredes possam ser dimensionadas para um esforço menor de forma a se obter uma economia financeira e de materiais.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante o desenvolvimento deste trabalho foi possível identificar algumas alternativas ao estudo que não foram abordados neste estudo e que poderiam resolver outras incógnitas que os efeitos de 2ª ordem propõe. São elas:

- Analisar os efeitos de 2ª ordem em estruturas com pórticos de elevada rigidez e paredes de contraventamento sob ações de sismo;
- Analisar um modo de dimensionar uma secção de pilar na zona de redução de dimensão de forma a não causar encurvaduras locais em estruturas com pórticos e paredes estruturais.

BIBLIOGRAFIA

Fusco, P. (2008). *Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados*. Pini, São Paulo.

EN, NP. (2009). *1-1-Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização.

EN, NP. (2009). *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas.* Comité Europeu de Normalização.

EN, NP. (2010). *1-1-Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* Comité Europeu de Normalização.

EN, NP. (2010). *1-4-Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento.* Comité Europeu de Normalização

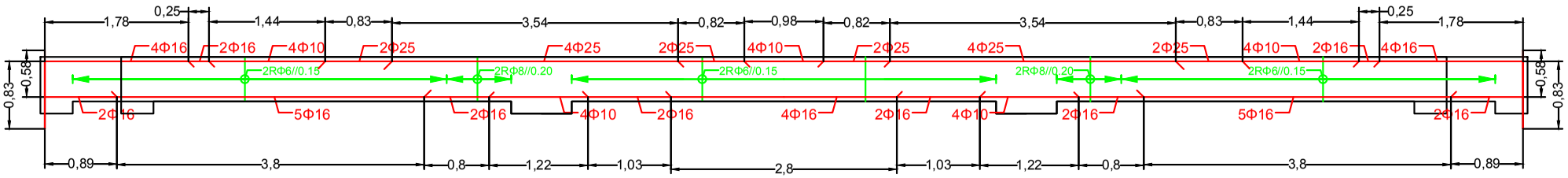
Barros, H. Ferreira, C, Figueiras, J. Pimentel, M. (2020). *Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. UPorto Press.

Santos, R. (2021). *Efeitos Globais de 2ª Ordem em Edifícios Porticados de Betão Armado, Recorrendo ao método da Rigidez Nominal do EC2*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

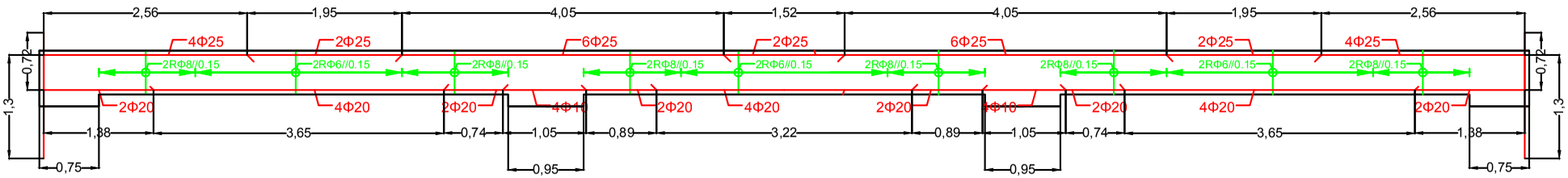
ANEXOS

Anexo A 1: Desenhos de execução de armaduras das vigas dimensionados no capítulo 4

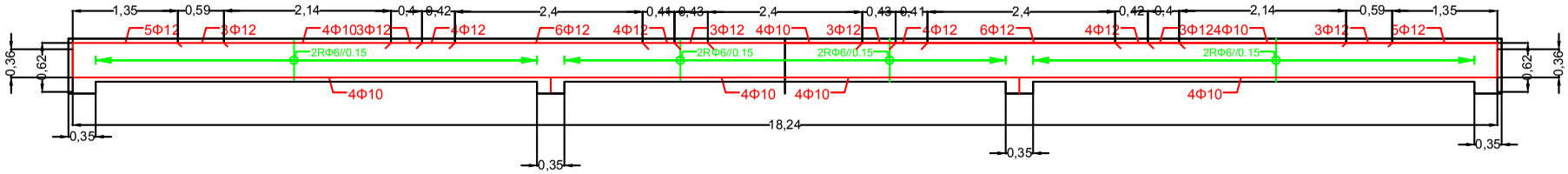
A 1



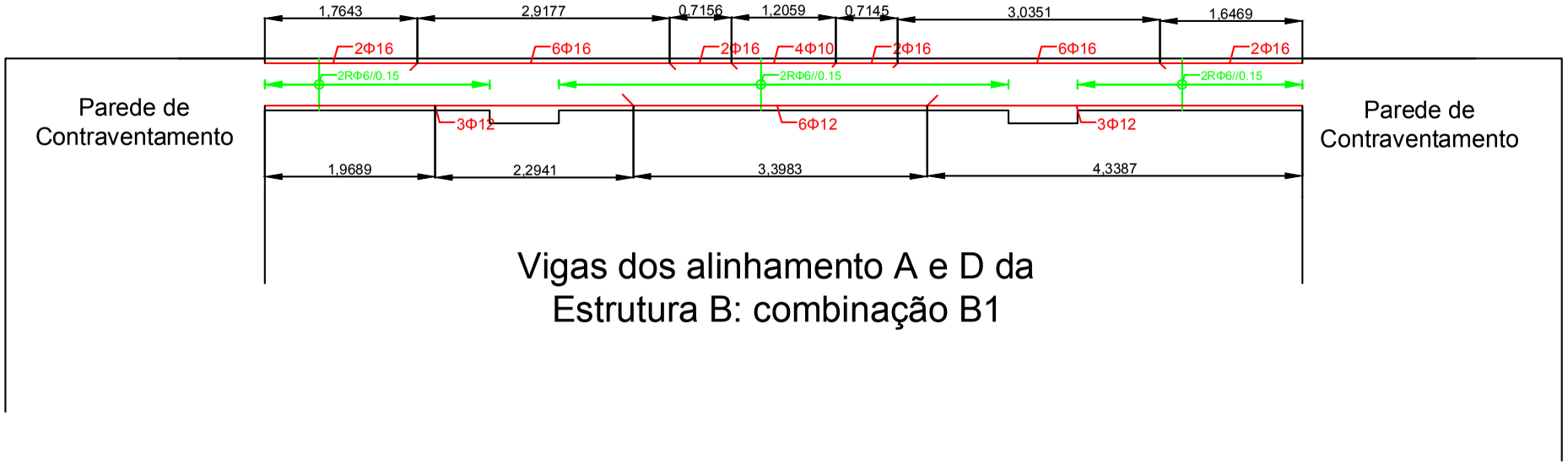
Vigas dos alinhamento A e D da
Estrutura A



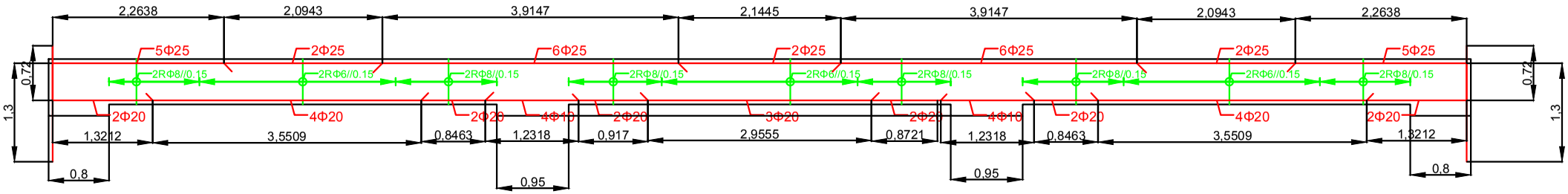
Vigas dos alinhamento B e C da
Estrutura A



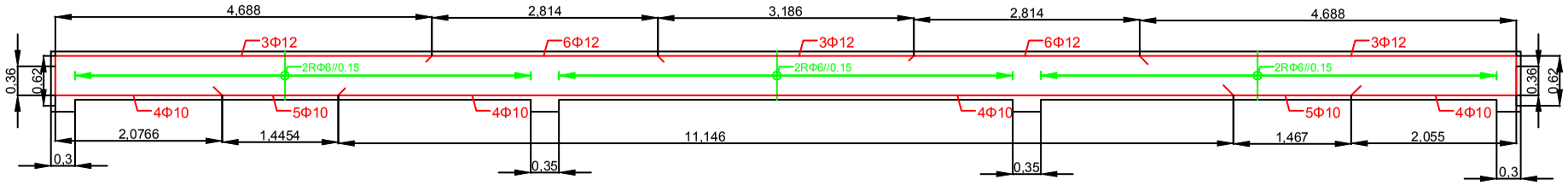
Vigas dos alinhamento 1 e 4 da
Estrutura A



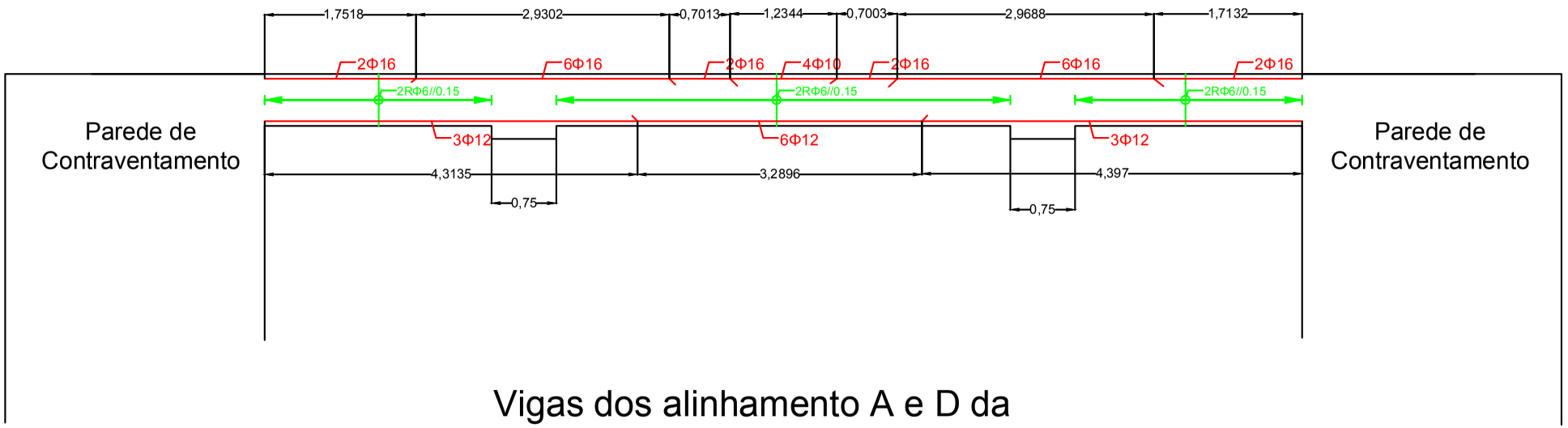
Vigas dos alinhamento A e D da Estrutura B: combinação B1



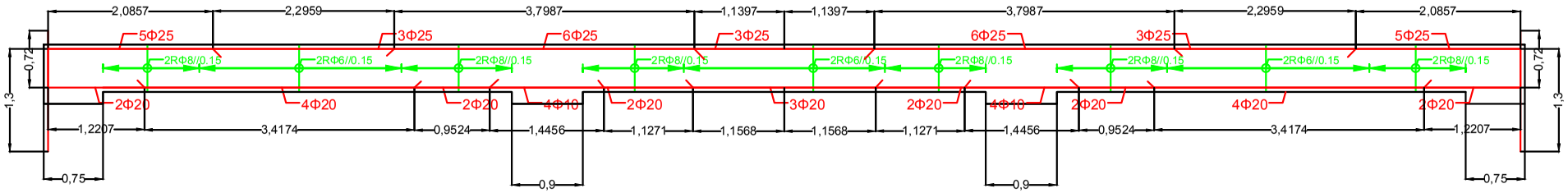
Vigas dos alinhamento B e C da
Estrutura B: combinação B1



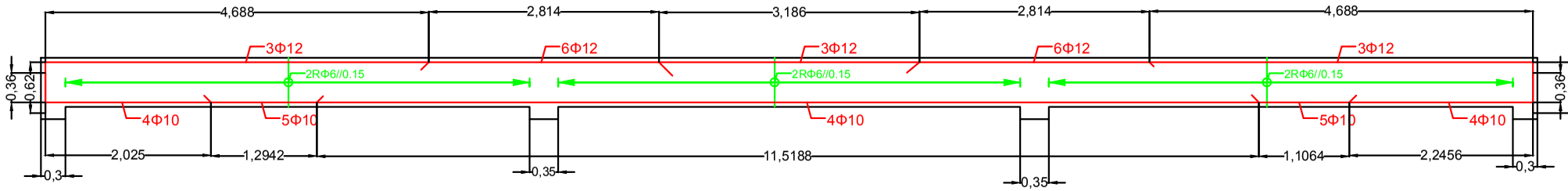
Vigas dos alinhamento 1 e 4 da
Estrutura B: combinação B1



Vigas dos alinhamento A e D da Estrutura B: combinação B2



Vigas dos alinhamento B e C da
Estrutura B: combinação B2



Vigas dos alinhamento 1 e 4 da
Estrutura B: combinação B2