

Controlo dos Efeitos Globais de 2^a Ordem em Edifícios Recorrendo a Paredes de Contraventamento ou a Estruturas Porticadas – Comparação da Eficiência das Soluções.

DIOGO MOREIRA CALVAR BALDAIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

MARÇO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

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 - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022.*

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.

À minha família e amigos,

“We shape our buildings, thereafter they shape us”

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Com a chegada à meta final do meu percurso académico, gostaria de agradecer a várias pessoas que me acompanharam durante este enorme trajeto e que contribuíram para este importantíssimo momento da minha vida.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao meu orientador, o Professor Rui Marques de Faria, pelo seu enorme apoio e disponibilidade ao longo destes últimos meses.

Quero agradecer também ao apoio incondicional dos meus pais e irmã, que durante estes tempos de grande pressão se revelaram compreensivos e presentes.

Agradeço também aos meus amigos mais próximos que sempre me apoiaram de todas as formas que conseguiram.

RESUMO

Os Efeitos de segunda ordem consistem numa ampliação dos esforços internos dos elementos estruturais, (pilares, vigas e paredes de contraventamento), sendo obtidos pela análise da estrutura no seu estado deformado.

Para a comparação da eficiência das soluções, é modelado uma estrutura Porticada, em que os pórticos resistem aos inúmeros esforços que a estrutura está sujeita, e uma estrutura com Paredes de contraventamento, em que todos os elementos resistem aos esforços impostos menos ao esforço exercido pelo vento, que este vai ser apenas suportado pelas Paredes de contraventamento.

Em último, é comparado o volume de aço e de betão utilizado em ambas as estruturas, fazendo se assim uma comparação de ambas as soluções, vendo-se qual das duas é economicamente mais viável

PALAVRAS-CHAVE: Efeitos de 2ª ordem; Estruturas Porticadas de betão armado; Paredes de Contraventamento

ABSTRACT

The second-order effects consist of an amplification of the internal forces in the structural elements (columns, beams, and bracing walls), which are obtained by analyzing the structure in its deformed state.

To compare the efficiency of solutions, a frame structure is modeled in which the frames resist the many forces that the structure is subject to, and a braced wall structure in which all elements resist the imposed forces except for the wind load, which is only supported by the braced walls.

Finally, the volume of steel and concrete used in both structures is compared, thus comparing both solutions to determine which one is more economically viable.

KEYWORDS: five keywords, separated by commas.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO	2
2. Efeitos globais de 2ª ordem em edifícios de betão armado	3
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
2.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	4
3. Casos de estudo	12
3.1. INTRODUÇÃO	12
3.2. MODELO DE CÁLCULO	16
3.3. FORÇAS VERTICAIS	18
3.4. FORÇAS HORIZONTAIS	19
3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	19
3.6. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	21
4. Resultados	28
4.1. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA SEM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	28
4.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	31
4.2.1. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	31
4.2.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	31
4.3. ARMADURAS	34
4.2.1. ARMAMENTO DOS PILARES	34
4.2.2. ARMAMENTO DAS VIGAS	36

4.2.3. ARMAMENTO DA PAREDE	37
5. Conclusão	41
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	43

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Diferença entre uma barra encastrada na base com e sem deformação.....	3
Fig. 2 – Exemplificação das cargas majoradas.....	5
Fig. 3 – Calculo do comprimento efetivo de uma peça de betão armado	9
Fig. 4 – Planta da estrutura sem paredes de contraventamento (em mm).	13
Fig. 5 – Vista frontal da estrutura sem paredes de contraventamento (em mm).....	13
Fig. 6 – Planta da estrutura com paredes de contraventamento (em mm).	14
Fig. 7 – Vista frontal da estrutura com paredes de contraventamento (em mm).....	14
Fig. 8 – Modelo da estrutura sem paredes de contraventamento	16
Fig. 9 – Vigas fictícias	17
Fig. 10 – Propriedades das vigas fictícias.....	17
Fig. 11 – Modelo da estrutura com as paredes de contraventamento.....	18
Fig. 12 – Forças verticais aplicadas na estrutura.....	18
Fig. 13 – Forças horizontais aplicadas na estrutura	19
Fig. 14 – Esforços internos no pilar critico	22
Fig. 15 – folha de auxílio do cálculo do coeficiente de fluência do betão	23
Fig. 16 – Modo de encurvadura da estrutura	24
Fig. 17 – Valor teórico do coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau na parede de contraventamento.....	26
Fig. 18 – Valor real do coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau na parede de contraventamento.....	27
Fig. 19 – Momentos fletores na estrutura sem paredes (kN*m)	29
Fig. 20 – Esforços axiais na estrutura sem paredes (kN)	30
Fig. 21 – Dimensionamento da estrutura sem paredes de contraventamento	30
Fig. 22 – Momentos fletores na estrutura com paredes de contraventamento (kN*m).	32
Fig. 23 – esforço axial na estrutura com paredes de contraventamento (kN)	32
Fig. 24 – Dimensionamento da estrutura com paredes de contraventamento	33
Fig. 25 – Esforço de corte e momento fletor no pilar exemplo	35
Fig. 26 – Esforço axial no pilar exemplo.	35
Fig. 27 – Pilar exemplo armado	35
Fig. 28 – exemplo do cálculo de uma viga armada.....	36
Fig. 29 – Viga exemplo armada	37
Fig. 30 – Força do vento aplicado na Parede modelada	38
Fig. 31 – cargas verticais na Parede de contraventamento.....	39
Fig. 32 – cargas verticais na Parede de contraventamento.....	39
Fig. 33 – Parede de contraventamento.....	40

ÍNDICE DE TABELAS

Tab. 1 – Coeficientes de majoração na estrutura para o dimensionamento final	28
Tab. 2 – Materiais e custo total	42

A_c	Área da secção transversal
A_s	Área de aço
b	Largura da secção transversal
c_{dir}	Coefficiente de direção
c_o	Coefficiente de orografia
$c_{pe,1}$	Coefficiente de pressão exterior para áreas menores ou iguais a 1m ²
$c_{pe,10}$	Coefficiente de pressão exterior para áreas maiores ou iguais a 10m ²
d	Altura útil da secção
$E_{cd,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cd}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão
$E_{c,cm}$	Módulo de elasticidade médio do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do betão
f_{ck}	Resistência característica à compressão do betão
f_{ctm}	Resistência à tração média do betão
FH,Ed	Forças horizontais incluindo efeitos de 2ª ordem
$F_{V,B}$	Carga crítica de encurvadura
$F_{V,ED}$	Carga vertical total do edifício
h	Altura da secção transversal
Raio de giração	
I_c	Momento de inércia da secção transversal de betão
I_s	Momento de inércia das armaduras em relação ao centro de gravidade da secção transversal de betão
K	Coefficiente função do tipo de sistema estrutural
k_1	Coefficiente dependente da classe de resistência do betão
k_2	Coefficiente dependente do esforço normal e da esbeltez do elemento comprimido
K_c	Coefficiente que leva em consideração os efeitos da fendilhação e da fluência do betão
K_s	Coefficiente que tem em conta a contribuição das armaduras
L	Comprimento ou altura
l	Altura livre do pilar

l_0	Comprimento efetivo
M_{0Ed}	Momento de 1ª ordem para a combinação em estado limite último
M_{0Eqp}	Momento de 1ª ordem para a combinação quase permanente de ações
M_{cr}	Momento de fendilhação
MRN	Método da Rigidez Nominal
n	Esforço normal reduzido
N_{Ed}	Esforço axial de cálculo
V_m	Velocidade média do vento
x	Posição da linha neutra no Estado II
φ_{ef}	Coefficiente de fluência efetivo
$\Phi(\infty, t_0)$	Coefficiente de fluência do betão a tempo infinito
λ	Coefficiente de esbelteza

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nesta dissertação, será realizada uma comparação entre duas estruturas edificadas para habitações, ambas compostas por três pórticos, sendo dois de extremidade e um central. A diferença crucial reside no facto de que uma das estruturas ser constituída apenas por pilares e vigas, enquanto na outra, um dos pilares de cada pórtico de extremidade é substituído por uma parede de contraventamento. No entanto, para fins deste estudo comparativo, iremos concentrar-nos exclusivamente nos pórticos, desconsiderando os demais elementos, uma vez que eles são idênticos em ambas as estruturas.

O foco principal deste estudo está diretamente relacionado com as ações globais de segundo grau, tendo em consideração que ambas as estruturas possuem uma altura relativamente elevada.

A fim de realizar uma comparação precisa entre essas duas estruturas, ambas serão dimensionadas com as mesmas cargas e com um coeficiente de majoração das ações de segundo grau idêntico. Considerando que, apenas uma das estruturas possui paredes de contraventamento, será possível fazer uma análise económica comparativa com base na diferença de volume de betão e no peso do aço utilizado em cada uma delas, determinando assim qual a solução mais viável.

No decorrer desta dissertação, serão examinados diversos aspetos, tais como a eficiência estrutural, a resposta aos esforços e a viabilidade económica. No final, espera-se obter uma compreensão mais clara das vantagens e desvantagens de cada abordagem estrutural, permitindo que se tome uma decisão precisa na escolha da solução mais adequada para as habitações em questão.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A primeira parte deste estudo consiste no dimensionamento de duas estruturas, uma estrutura porticada e uma estrutura com paredes de contraventamento, de modo que o coeficiente de majoração das cargas obtidas pelo método da rigidez nominal seja igual nas duas estruturas.

Para calcular este coeficiente, realiza-se um estudo aprofundado dos efeitos globais de 2ª ordem, utilizando o método de análise baseado no método da rigidez nominal. O método da rigidez nominal utilizado neste estudo encontra-se no Eurocódigo 2 [2] .

Uma parte deste estudo foi realizada com o auxílio de programas computacionais que executaram os cálculos e a modelação da estrutura. A outra parte do estudo foi realizada analiticamente para posterior comparação de resultados.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

Esta dissertação está organizada em 4 capítulos diferentes, em que, no início são referenciados conceitos gerais sobre as propriedades de estruturas em betão armado, em seguida é explicado o caso de estudo em mãos. Após esta explicação são construídos os dois modelos, que, a partir destes, são retiradas as conclusões finais do estudo desta dissertação.

EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1 Considerações gerais

As condições de equilíbrio de uma estrutura deformada podem vir a ser muito diferentes daquelas consideradas para uma estrutura não deformada. Tal deve-se ao facto de uma estrutura sofrer deslocamentos quando passa por deformação. Daí podem surgir os efeitos de 2ª ordem, que conseqüentemente conduzem a um aumento dos esforços na estrutura.

Os efeitos de segunda ordem podem reduzir a capacidade transversal da estrutura de 12 a 22% e aumentar o deslocamento transversal da estrutura de 7 a 10% [1].

Dando o exemplo de uma barra encastrada, carregada por uma força vertical V (esforço axial de compressão) e por uma força horizontal H (*esforço transverso*).

O Momento fletor no apoio da configuração não deformada é apenas influenciado pela força horizontal H , mais precisamente consiste na multiplicação desta força pela distância ao apoio (L). Este momento fletor é representado por um esforço de 1ª ordem.

Na configuração em que a barra sofre uma deformação, o momento fletor no apoio é constituído não só pela carga horizontal multiplicada pela distância desta ao apoio, mas também pela multiplicação do deslocamento da deformada (Δ) pela carga vertical V .

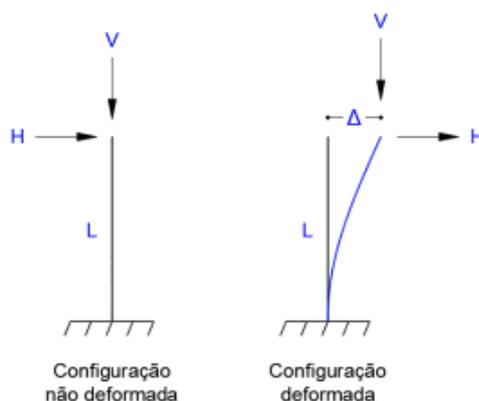


Fig.1 – Diferença entre uma barra encastrada na base com e sem deformação.

Visto que este efeito de 2ª ordem pode vir a aumentar consideravelmente os esforços nos elementos estruturais da estrutura, a análise destes efeitos é necessária. Neste estudo, utilizou-se o método da rigidez nominal, que será explicitado no devido subcapítulo [2].

Para este estudo foi necessário saber a diferença entre elementos ou sistemas contraventados e elementos ou sistemas de contraventamento. Esta diferença encontra-se explicada em [2], no subcapítulo 5.8.1.

Tem-se como elementos ou sistemas contraventados: elementos ou subsistemas estruturais que na análise e no cálculo são considerados não contribuintes para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura.

Tem-se como elementos ou sistemas de contraventamento: elementos ou subsistemas estruturais que na análise e no cálculo são considerados contribuintes para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura.

2.2 MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

O dimensionamento adequado de estruturas de betão armado é essencial para garantir sua segurança e funcionalidade ao longo do tempo. Nesse contexto, o Eurocódigo 2 (EC2) oferece diretrizes e critérios abrangentes para o projeto de estruturas de betão armado. Entre as diversas abordagens disponíveis, destaca-se o método da rigidez nominal, que busca estimar a rigidez global de uma estrutura e verificar sua adequação em termos de deformações e deslocamentos

O método da rigidez nominal (MRN) é baseado na consideração das características geométricas e dos materiais envolvidos em uma estrutura de betão armado. Elementos como pilares, vigas e lajes são avaliados individualmente, levando em conta suas dimensões e propriedades do betão e do aço de reforço. A rigidez é uma medida da capacidade da estrutura de resistir a deformações, sendo essencial para garantir sua estabilidade e durabilidade.

No processo de aplicação do método da rigidez nominal, uma série de etapas são seguidas. Primeiramente, são determinadas as características geométricas e materiais da estrutura, como as dimensões das seções transversais e as propriedades dos materiais utilizados. Em seguida, são calculadas as rigidezes individuais de cada elemento estrutural, utilizando-se fórmulas e equações específicas fornecidas no EC2. Essas rigidezes são essenciais para compreender o comportamento estrutural e avaliar a resposta da estrutura às ações de serviço

A verificação das deformações esperadas é outro aspeto crucial do método da rigidez nominal. As deformações calculadas para a estrutura são comparadas com os limites estabelecidos nas normas. Se as deformações estiverem dentro dos valores admissíveis, a estrutura é considerada adequadamente dimensionada em termos de rigidez. Caso contrário, podem ser necessárias revisões no projeto, como o aumento da seção transversal de algum elemento ou a introdução de elementos adicionais para aumentar a rigidez.

Para a determinação da MRD, é fundamental considerar as forças que serão aplicadas à estrutura. A fim de simplificar o cálculo dessas forças, é comum utilizar um coeficiente de majoração, que permite lidar com a estrutura sem deformações significativas.

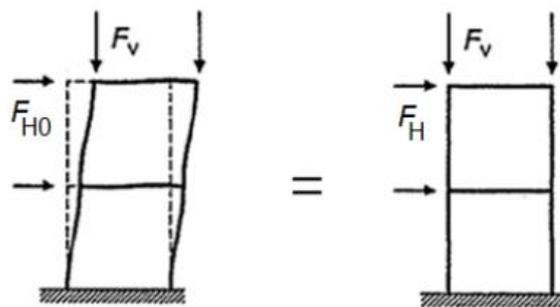


Fig. 2 – Exemplificação das cargas majoradas

A Fig. 2, é uma demonstração da importância da majoração das cargas horizontais, em que:

F_V – Força vertical

F_{H0} – Força horizontal

F_H – Força horizontal majorada

Para o cálculo das forças aplicadas na estrutura, o anexo H do Eurocódigo 2 fornece a seguinte Eq.

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (2.1)$$

Em que:

$F_{H,Ed}$ forças horizontais fictícias majoradas (F_H);

$F_{H,0Ed}$ força horizontal de 1ª ordem devida ao vento, etc. (F_{H0});

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

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

Para a determinação do coeficiente de majoração das cargas devido aos efeitos de 2ª ordem (β_2), é utilizada a equação dada pelo Eurocódigo 2.

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{F_{ved}}{F_{v,bb}}} \quad (2.2)$$

Em que:

F_{ved} : carga vertical total (em elementos contraventados e de contraventamento)

$F_{v,bb}$: carga global nominal de encurvadura para a flexão global

A carga vertical total (F_{ved}), corresponde ao somatório das forças verticais aplicadas na estrutura, e a carga global nominal de encurvadura para a flexão global é calculado pela Eq.(2.3):

$$F_{v,bb} = \zeta * \sum \frac{EI}{L^2} \quad (2.3)$$

ζ : coeficiente dependente do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição das cargas

L : altura total do edifício acima do nível da secção de encastramento

$\sum EI$: soma dos fatores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direção considerada, incluindo eventuais efeitos da fendilhação.

Segundo o EC2, coeficiente ζ , é calculado por:

$$\zeta = 7,8 * \frac{Ns}{Ns-1} * \frac{1}{1+0,7*k} \quad (2.4)$$

Em que:

Ns : Número de pisos

K : flexibilidade relativa da secção de encastramento

Como a parede se encontra com um encastramento perfeito, considera-se $K=0$.

A Eq (2.4). é de extrema importância pois esta diretamente relacionada com o cálculo do módulo de elasticidade real da estrutura.

Voltando ao anexo H do EC2, é nos fornecido a Eq. (2.5), que permite calcular o módulo de elasticidade real dos pilares da estrutura, que corresponde a:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (2.5)$$

Em que:

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

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, em relação ao centro da área do betão;

K_c coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação e da fluência;

K_s coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras.

Os coeficientes K_s e K_c , para um $\rho \geq 0,002$ (taxa geométrica de armadura) podem ser considerados de:

$$K_s = 1 \quad (2.6)$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi e f) \quad (2.7)$$

em que:

k_1 coeficiente que depende da classe de resistência do betão, ver a Eq. (2.6)

k_2 coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza, ver a Eq. (2.7)

φ_{ef} coeficiente de fluência do betão efetivo

$$k_1 = f_{ck} / 20 \quad (2.8)$$

$$k_2 = n \cdot 170(\lambda/170) \leq 0,20 \quad (2.9)$$

em que:

n esforço normal reduzido

λ coeficiente de esbelteza

Se o coeficiente de esbelteza não estiver definido, k_2 pode adotar-se como:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (2.10)$$

Como é possível calcular o coeficiente de esbelteza, n , é dado por:

$$n = \frac{N_{ed}}{A \cdot f_{cd}} \quad (2.11)$$

Em que:

N_{ed} : Esforço axial

A : Área transversal do pilar

O estudo da fluência do betão tem uma grande importância pois é necessário para o cálculo do coeficiente que toma em conta os efeitos de fendilhação e da fluência (como pode ser visto na Eq. (2.3)).

A fluência consiste no aumento progressivo das deformações ao longo do tempo, devido à aplicação de uma tensão constante num elemento em betão armado.

Este fenómeno deve-se à variação de volume do cimento da pasta de cimento que envolve os agregados.

A fluência do betão é atribuída à migração da água causada pela carga aplicada no elemento estrutural. Este fenómeno causa alguns efeitos nos elementos em que ocorre, como perdas de pré-esforço. [3]

Estes efeitos devem ser considerados na análise de efeitos globais de 2ª ordem. O EC2 considera um coeficiente de fluência efetivo, definido por:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t_0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (2.11)$$

em que:

$\varphi(\infty, t_0)$ valor final do coeficiente de fluência

M_{0Eqp} Momento fletor de primeira ordem na combinação das ações quase-permanentes

M_{0Ed} momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo

É necessário também ter se em atenção o estudo da esbelteza das peças de betão armado, pois isto também é importante para o calculo de k_2 , e por sua vez, importante para o calculo do modulo de elasticidade.

Segundo o EC2, a esbelteza de um pilar ou parede é obtido por:

$$\lambda = l_0/i \quad (2.12)$$

em que:

i raio de giração

l_0 comprimento efetivo do elemento

O comprimento efetivo do elemento pode ser considerado de:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (2.13)$$

em que:

l_w Comprimento livre do elemento

β coeficiente que depende das condições de apoio

Na Fig. 3 encontram-se os exemplos presentes no Eurocódigo 2 das condições de apoio dos elementos verticais e respetivos fatores β para obtenção do comprimento efetivo.

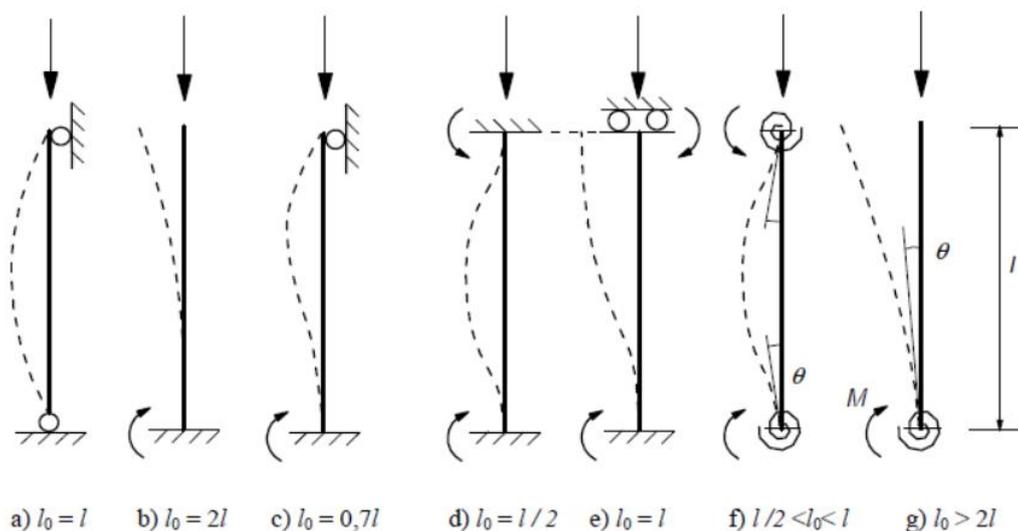


Fig. 3 – Cálculo do comprimento efetivo de uma peça de betão armado

Através do EC2, é possível então calcular o coeficiente de esbelteza, que é dado pela Eq. (2.14)

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\frac{l_x}{\sqrt{12}}} \quad (2.14)$$

Em que:

λ_x : coeficiente de esbelteza na direção x

l_{ox} : distancia de encurvadura

l_x : comprimento do pilar na direção x

O módulo de elasticidade de calculo do betão é dado pelo resultado do quociente entre o módulo de elasticidade do betão E_{cm} e o coeficiente $\gamma_{CE} = 1,2$, como de seguida representado:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \quad (2.14)$$

em que:

E_{cm} : Modulo de elasticidade médio

γ_{CE} : O valor a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respetivo Anexo Nacional. O valor recomendado em Portugal é de 1,2 kN/m.

Para o cálculo da rigidez nominal das paredes de contraventamento, Segundo [2], pode ser utilizada a expressão (2.8)

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (2.15)$$

E_{cd} Módulo de elasticidade de calculo do betão

I_c momento de inércia do elemento de contraventamento.

No estudo comparativo dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas que utilizam paredes de contraventamento em comparação com estruturas apenas porticadas, foram desenvolvidas duas estruturas retangulares no programa de análise estrutural SAP2000. A primeira estrutura consiste apenas em um sistema de pórticos, enquanto a segunda estrutura é idêntica, exceto pelo facto de que um dos pilares de cada face foi substituído por uma parede de contraventamento.

Neste capítulo, foi explorado uma série de equações e informações relevantes para compreender as duas estruturas específicas. Com base nesse conhecimento adquirido, chegamos à conclusão de que é necessário desenvolver um modelo de cálculo de duas estruturas para realizar uma comparação adequada entre estas.

Para garantir a eficácia e a confiabilidade do modelo de cálculo, é essencial utilizar métodos e algoritmos apropriados, validando e testando os resultados obtidos. Dessa forma, poderemos contar com uma análise aprofundada e embasada, contribuindo para uma compreensão mais clara sobre qual das duas estruturas é mais adequada, considerando critérios como eficiência, segurança e outros relevantes ao contexto em questão.

Em suma, a criação do modelo de cálculo é crucial para uma análise completa e embasada das duas estruturas em estudo. Através dele, podemos obter insights valiosos, permitindo uma comparação precisa e informada que nos guiará na tomada de decisões assertivas.

CASOS DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo aborda os 2 diferentes casos de estudo, que consistem, numa estrutura apenas constituída por pórticos, onde tanto as forças horizontais como as forças verticais são suportadas pelas vigas e pelos pilares, e outra constituída com pórticos juntamente com paredes de contraventamento, onde as paredes suportam os esforços horizontais na totalidade.

Para uma visualização mais fácil destas duas estruturas, foram desenvolvidos os modelos a 3D destas, utilizando o REVIT.

Como o foco deste projeto consiste no estudo das diferenças que as paredes de contraventamento têm nas estruturas, optou-se por se desenvolver duas estruturas retangulares idênticas, simétricas (para um estudo mais acessível dos esforços), e com pisos suficientes para os efeitos globais de segunda ordem terem efeito nestas, tendo em atenção que as estruturas não podem ter um elevador, pois não seria real ter uma caixa de elevador e não ter paredes de contraventamento.

Então, tendo em conta as considerações gerais definidas a cima, foram desenvolvidas duas estruturas, que contêm 6 pisos, com um pé alto de 3m, com uma planta de 12m por 18m, em que cada pilar tem um afastamento entre si de 6m. A única diferença entre estas, é que numa das estruturas foi substituído um pilar em cada face por uma parede de contraventamento (as dimensões dos pilares e das paredes de contraventamento serão definidas nos capítulos seguintes).

As Fig. 3 demonstra a planta da estrutura que não possui paredes de contraventamento, seguida pela Fig. 4 que representa a vista frontal desta mesma estrutura.

Como nesta primeira fase é necessário começar pelo pré-dimensionamento da estrutura, as dimensões dos pilares estão apresentadas na Fig. 3, sendo “a” o comprimento do pilar e “b” a largura.

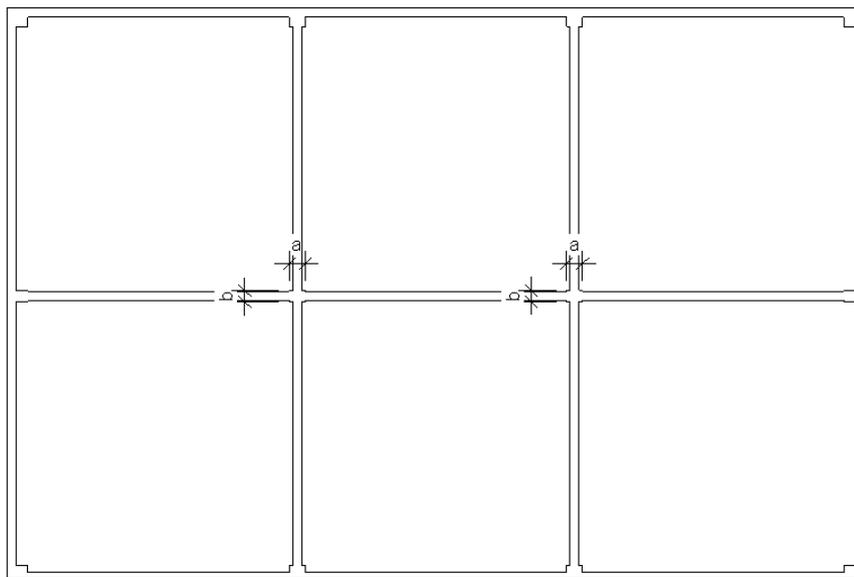


Fig.4 – Planta da estrutura sem paredes de contraventamento (em mm).

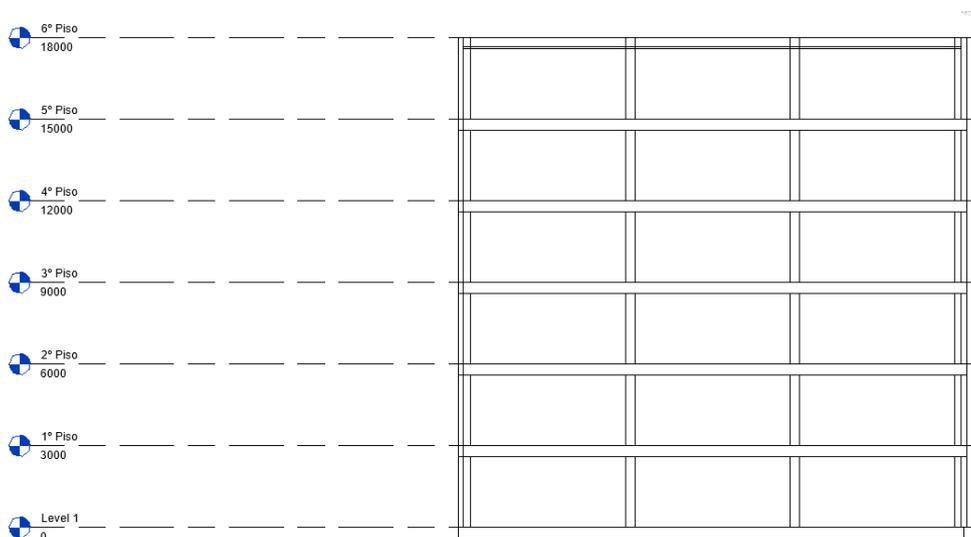


Fig.5 – Vista frontal da estrutura sem paredes de contraventamento (em mm).

A Fig. 5 representa a planta da estrutura que contém paredes de contraventamento, onde a incógnita apresentada como “c”, corresponde ao comprimento destas paredes.

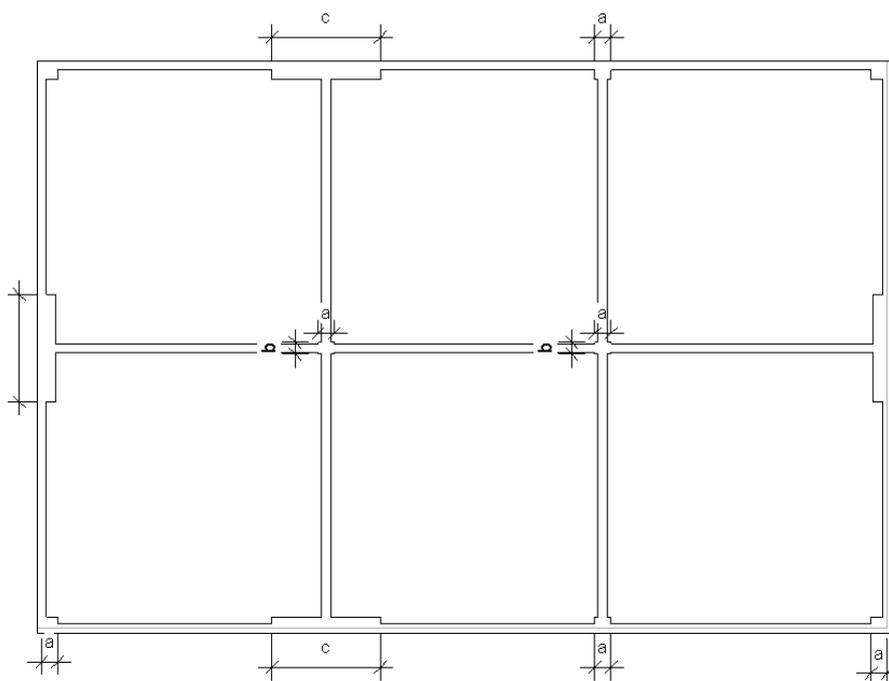


Fig.6 – Planta da estrutura com paredes de contraventamento (em mm).

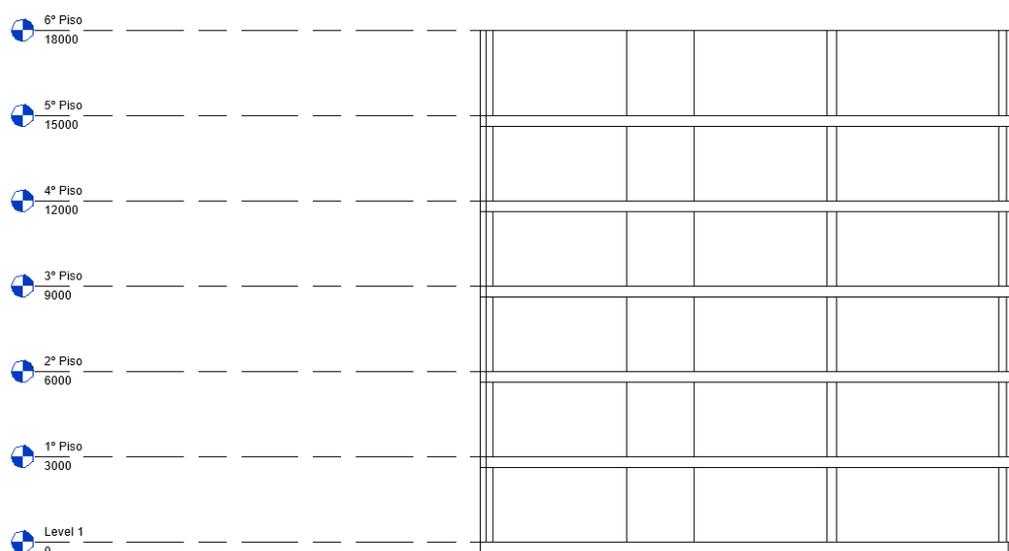


Fig.7 – Vista frontal da estrutura com paredes de contraventamento (em mm).

O primeiro passo para a comparação das duas soluções consiste no pré-dimensionamento e na definição das cargas que foram aplicadas na estrutura.

Para o dimensionamento dos elementos estruturais, é necessário definirmos as ações que vão ser aplicadas na estrutura. Foram consideradas as seguintes ações: peso próprio das vigas e dos pilares, peso próprio da laje, revestimento exterior, sobrecarga, peso de divisórias e vento na direção X.

Estas ações foram definidas tendo em conta que a estrutura iria ser utilizada com o intuito de ser um escritório na zona norte e litoral de Portugal. Posto isto, foi considerado que o vento tem uma força de 1.1 kN/m.

A sobrecarga (*Sob*) é de 2 kN/m²,

Um Peso próprio da laje (*Plaje*) equivalente a 3,55kN/m².

Um revestimento (*Rev*) de 1,5kN/m².

Um Peso devido as paredes divisórias (*Pd*) de 1,5kN/m².

Com estas cargas aplicadas, é possível definirmos as cargas já majoradas a serem aplicadas na estrutura (*Ped*), como se apresenta na seguinte equação:

$$Ped = (Plaje + Pd + Rev) * 1,35 + Sob * 1,5 \quad (3.1)$$

Assim, obteve-se um valor de *Ped* de 11,84 kN/m².

Uma vez definida a carga, pôde-se obter a laje que melhor cumpre os requisitos para a estrutura deste estudo. Teve-se em conta que esta laje teria de ter uma resistência máxima aos momentos fletores e resistência máxima aos esforços transversos maiores do que as cargas aplicadas podem causar nesta.

Os esforços causados pelos *Ped* são calculados por:

O esforço transverso:

$$V_{ed,max} = Ped * \frac{L_{pilar}}{2} \quad (3.2)$$

O momento fletor:

$$M_{ed,max} = Ped * \frac{L_{laje}^2}{10} \quad (3.3)$$

Sendo que:

$V_{ed,max}$: Esforço Transverso máximo

$M_{ed,max}$: Momento Fletor máximo

L_{pilar} : Altura do pilar

L_{laje} : Comprimento da laje

Como anteriormente referido, as lajes têm todas um comprimento de 6 metros, e os pilares uma altura de 3 metros. Obteve-se um valor de esforço máximo de $V_{ed,max} = 35,52 \text{ kN/m}$ e um valor de momento fletor de $M_{ed,max} = 42,60 \text{ kN} * \text{m}$.

Após consultar a tabela, concluiu-se que a melhor solução possível seria a laje VILAGE LGL-5-3.

3.2 Modelo de cálculo

Após a definição das cargas, torna-se necessário aplicá-las ao modelo estrutural. Nesta dissertação, o objetivo principal é comparar as diferenças entre uma estrutura com paredes de contraventamento e uma estrutura sem essas paredes. Portanto, optou-se por realizar um estudo em duas dimensões (2D), considerando apenas o lado onde o vento exerce maiores esforços internos (ou seja, o lado com maior área transversal)

Com o intuito de facilitar o cálculo das diferenças entre as duas estruturas, desenvolveu-se um modelo utilizando o software SAP2000. Inicialmente, foram delineados os pórticos no modelo que não possui paredes de contraventamento, seguindo a configuração ilustrada na Figura 2

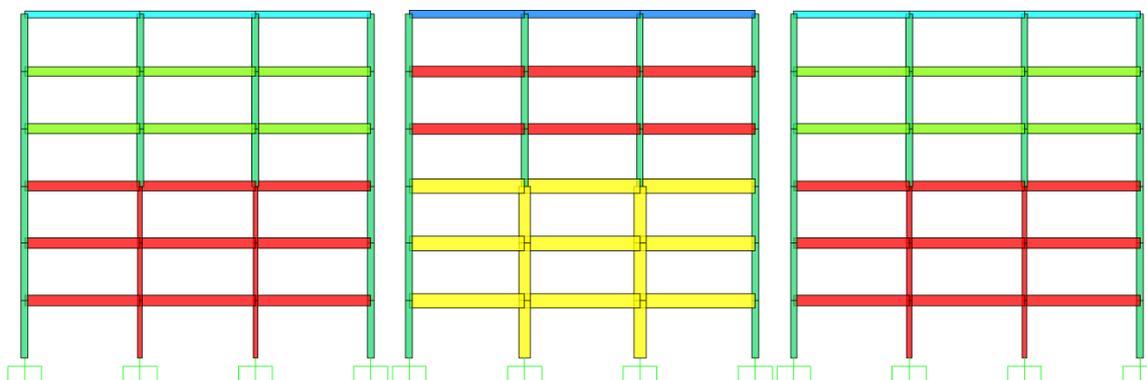


Fig. 8 – Modelo da estrutura sem paredes de contraventamento

Na Fig. 2, temos a base da estrutura, com um pórtico central (pórtico do meio) e dois pórticos de fachada (restantes pórticos apresentados).

Para ser feito um dimensionamento correto da estrutura, é necessário em primeiro lugar, atribuir dimensões aos elementos estruturais, que, após a aplicação das cargas impostas no subcapítulo (3.1), é realizado um estudo do comportamento destes elementos, sabendo se assim se as dimensões implementadas estão corretas ou se é preciso fazer um ajuste. Posto isto, foram atribuídas as seguintes dimensões, referidas na tabela (1), às vigas e aos pilares da estrutura sem paredes de contraventamento.

Para facilitar o estudo da estrutura, fez-se um modelo apenas com duas dimensões e utilizaram-se vigas fictícias para se ligar os pórticos. Estas vigas fictícias estão representadas na Fig. 3 a cor-de-rosa.

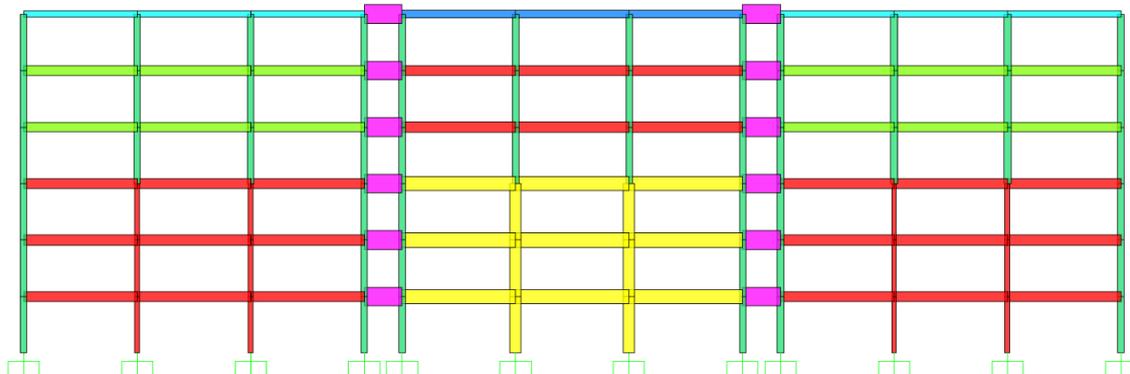


Fig. 9 – Vigas fictícias

Consideram-se fictícias pois são vigas com uma massa tão pequena que pode ser considerada zero. No entanto, são extremamente rígidas, passando todos os esforços de uma estrutura para a seguinte, sem alterações.

Além destas propriedades, estas vigas também estão rotuladas em ambas as ligações à estrutura. Desta forma, não absorvem qualquer tipo de momento fletor.

Estas propriedades destas vigas estão referidas na Fig. 4, onde é possível ver que a área transversal é multiplicada por 10000, mas a massa e o peso são multiplicados por 0,001, assim, a massa passa a ser desprezável, mas as vigas permanecem muito rígida.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	100000
Shear Area in 2 direction	100000
Shear Area in 3 direction	100000
Torsional Constant	100000
Moment of Inertia about 2 axis	100000
Moment of Inertia about 3 axis	100000
Mass	0,001
Weight	0,001

Fig. 10 - Propriedades das vigas fictícias

Após a construção do modelo sem paredes, foi montado o modelo que contém uma parede nos pórticos de fachada. Neste modelo apenas se alterou um dos pilares por uma parede de contraventamento, como pode ser visto na Fig. 5

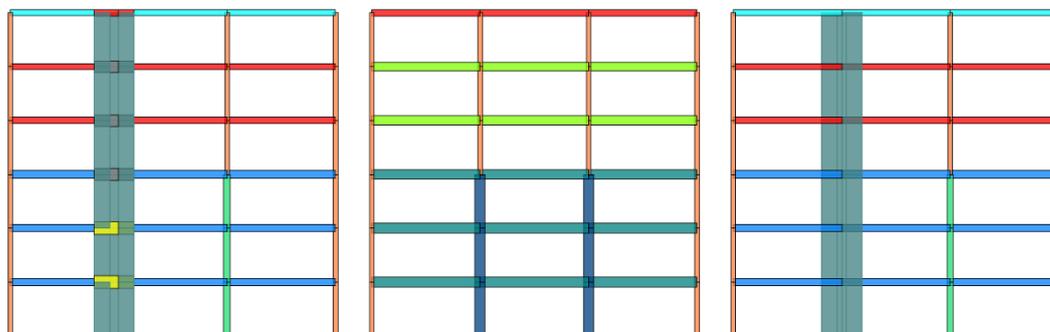


Fig. 11 – Modelo da estrutura com as paredes de contraventamento

Depois de ambos os modelos estarem montados, aplicaram-se as forças assumidas no subcapítulo anterior, para possibilitar a realização do dimensionamento dos elementos estruturais.

3.3 Forças Verticais

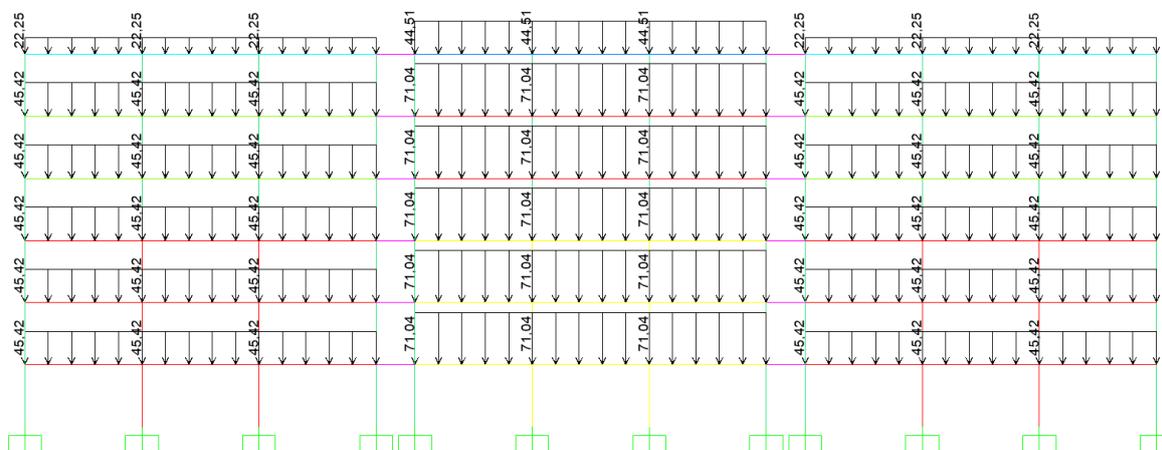


Fig. 12 – Forças verticais aplicadas na estrutura

As forças aplicadas no pórtico central, consiste da multiplicação do P_{ed} pela área de influência destes pilares, ou seja, $11,84 * 6 = 71,04.kN*m$

Apesar da área de influência de os pilares dos pórticos de fachada serem metade da do pórtico central, as cargas aplicadas não são metade, isto acontece, pois, os pilares dos pórticos de fachada contêm paredes de fachada, então, as cargas aplicadas nestes dão se por $(11,84 + 3,3) * 3 = 45,42kN*m$.

3.4 Forças Horizontais

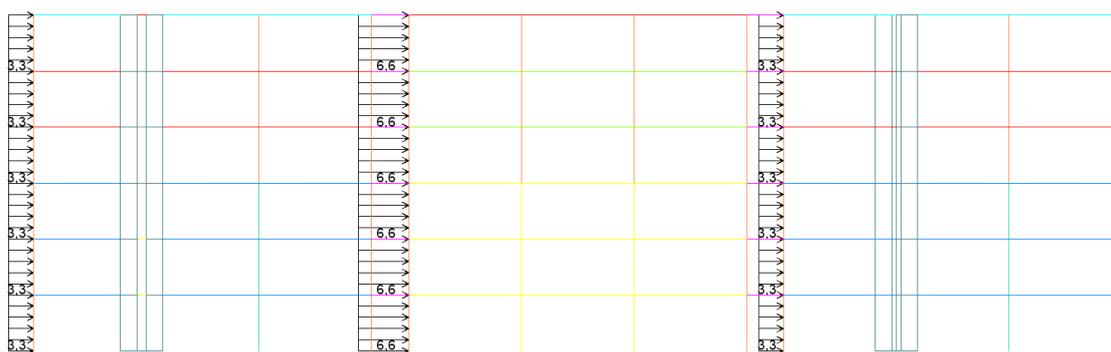


Fig. 13 – Forças horizontais aplicadas na estrutura

A única força horizontal considerada neste modelo é a força do vento. Considerou-se que esta força seria de $1.1kN/m^2$.

Como a área de influência do pórtico central (6 metros) é o dobro da dos pórticos de fachada (3 metros), a força do vento também será o dobro, pois o seu cálculo consiste na multiplicação da força do vento pela área de influência.

3.5 Pré-dimensionamento

Após a aplicação das forças na estrutura, foi necessário calcular o esforço que estas causam nos elementos estruturais da mesma para se realizar o seu dimensionamento.

Apesar dos pilares também resistirem a esforços de corte e momentos fletores, é possível realizar este dimensionamento apenas considerando o esforço axial, uma vez que os outros esforços são muito mais pequenos que este.

Primeiramente, dimensionaram-se os pilares. Estes foram dimensionados para terem aproximadamente 1% de armadura (solução económica), pela equação (3.4).

$$N_{ed} = 0,99 * A_c * f_{cd} + 0,01 A_c * f_{yd} \quad (3.4)$$

Em que:

N_{ed} : Esforço axial no pilar

A_c : Área de betão do pilar

f_{cd} : Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{yd} : Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

b : Largura da secção

Para este modelo e para a simplificação da estrutura, tanto na sua construção como na sua organização, foi adotada a mesma largura ($b = 0,25$) para todas as vigas e todos os pilares.

Depois do dimensionamento dos pilares, foi feito o dimensionamento das vigas.

As vigas, como os pilares, também sofrem com esforços axiais de corte e de momento (sendo que os esforços axiais e de corte são muito pequenos em comparação com os de momento).

Assim, o dimensionamento é dado pela equação:

$$\mu = \frac{M_{eq}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.5)$$

em que:

μ : Momento fletor reduzido

M_{eq} : Momento fletor

b : Largura do pilar

d : Altura útil

Ao considerar o dimensionamento da estrutura, é importante levar em conta o momento fletor reduzido, que é um parâmetro que indica a capacidade da viga de resistir aos esforços de flexão. Nesse caso específico, foi estabelecido um intervalo de 0,20 a 0,25 para o momento fletor reduzido.

É importante destacar que quanto maior for o valor do momento fletor reduzido, menor será a altura útil da viga. Isso significa que, ao adotar valores mais elevados para o momento fletor reduzido, é possível utilizar vigas com menor altura, o que pode resultar em economia de materiais e, conseqüentemente, em uma opção mais econômica.

Além da questão econômica, é fundamental considerar a integração da estrutura com a arquitetura do projeto. Ao adotar os valores de momento fletor reduzido especificados, a altura da viga será adequada para atender aos requisitos estruturais, ao mesmo tempo mantém se uma melhor articulação com o design arquitetônico da estrutura.

Após o dimensionamento da estrutura que é composta apenas por pilares, é necessário prosseguir para o dimensionamento da estrutura que contém paredes de contraventamento. Essas paredes têm a função de proporcionar estabilidade e resistência lateral à estrutura, evitando movimentos indesejados em situações como ventos fortes ou abalos sísmicos.

No dimensionamento das paredes de contraventamento é necessário considerar a sua espessura, altura e posicionamento estratégico para garantir a eficácia do sistema de contraventamento como um todo. É importante seguir normas e diretrizes específicas para realizar um dimensionamento adequado das paredes de contraventamento, a fim de garantir a segurança e estabilidade da estrutura.

Em resumo, ao levar em conta o momento fletor reduzido para o dimensionamento da estrutura e escolher valores que se enquadrem no intervalo estabelecido, é possível obter uma solução econômica que também se integre harmoniosamente com a arquitetura da estrutura. Além disso, ao considerar o uso de paredes de contraventamento, é necessário realizar um dimensionamento preciso para garantir a estabilidade e segurança da estrutura como um todo.

3.6 Efeitos de segunda ordem

Nos capítulos anteriores, foram abordados o dimensionamento das estruturas em questão, considerando apenas os efeitos globais de primeira ordem. Contudo, é importante ressaltar que os efeitos globais de segunda ordem podem desempenhar um papel significativo nas respostas estruturais, exigindo um ajuste nos elementos construtivos para lidar com os acréscimos de esforços resultantes desses efeitos.

Neste estudo, com o intuito de investigar os efeitos de segunda ordem nessa estrutura, optou-se por calcular a nova rigidez nominal apenas para o pilar mais crítico. Essa abordagem adotada é uma abordagem conservadora, já que o pilar escolhido apresenta o menor esforço axial, o que resulta em um valor reduzido para o coeficiente que leva em conta os efeitos da fendilhação e da fluência (K_c), e, conseqüentemente, na obtenção da menor rigidez nominal.

Após a realização do estudo estrutural, foi constatado que o pilar de menor esforço axial encontra-se na base da estrutura, situado nas extremidades dos pórticos de fachada. A Fig. 8, apresentada a seguir, retrata a análise do esforço axial desse pilar específico, revelando um valor de 742,77 kN. Além disso, cabe destacar que esse pilar possui uma seção transversal com dimensões de 0,25 metros por 0,30 metros. Essas informações são essenciais para compreendermos a resposta estrutural desse elemento chave dentro do contexto do estudo realizado.

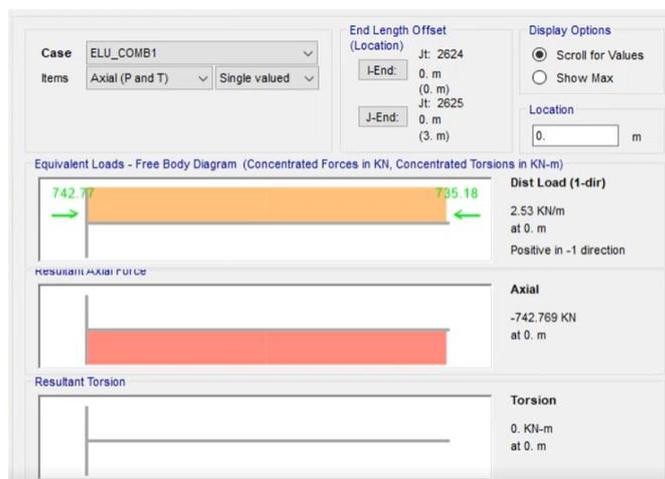


Fig. 14 – Esforços internos no pilar crítico

Para determinar a nova rigidez nominal, é necessário realizar uma série de cálculos com base nas equações apresentadas no capítulo 2. Um dos principais parâmetros a serem determinados é o coeficiente de rigidez K_c , que influencia diretamente no resultado.

De acordo com as diretrizes do EC2, assume-se que o coeficiente de rigidez K_s é igual a 1, mas o valor de K_c precisa ser determinado por meio das equações previamente mencionadas. Para essa análise, considerou-se a utilização de betão C30/35 e aço A500, que são materiais comuns em estruturas similares na região de interesse.

O cálculo de K_c envolve a consideração de diversos fatores, como o coeficiente que depende da classe de resistência do betão (k_1), o coeficiente que leva em conta o esforço normal e a esbelteza da estrutura (k_2) e o coeficiente de fluência efetiva do betão (ϕ_{ef}).

Determinar k_1 é relativamente simples, utilizando a Eq. (2.8) e considerando que a classe de resistência do betão é C30/37, então, $f_{ck} = 30$ MPa. Nesse caso, $k_1 = 1,1225$ MPa.

Por sua vez, o cálculo de k_2 requer uma abordagem mais detalhada. É necessário utilizar a Eq. (2.14) para obter o coeficiente de esbelteza do pilar selecionado, levando em conta seus comprimentos característicos l_{ox} e l_x . A partir desses valores, chegou-se a um coeficiente de esbelteza de 34,64. Em seguida, é necessário calcular o esforço normal reduzido, considerando as dimensões do pilar crítico (0,2 por 0,3 metros) e o esforço axial N_{ed} , que foi determinado como 742,77 kN. Com base nessas informações, obteve-se o valor de $n = 0,5$. Com ambos os parâmetros calculados, determinou-se que $k_2 = 0,11$.

Para finalizar o cálculo de K_c , apenas falta obter o valor do coeficiente de fluência do betão efetivo. Para o cálculo deste, o EC2 fornece-nos a Fig. 15.

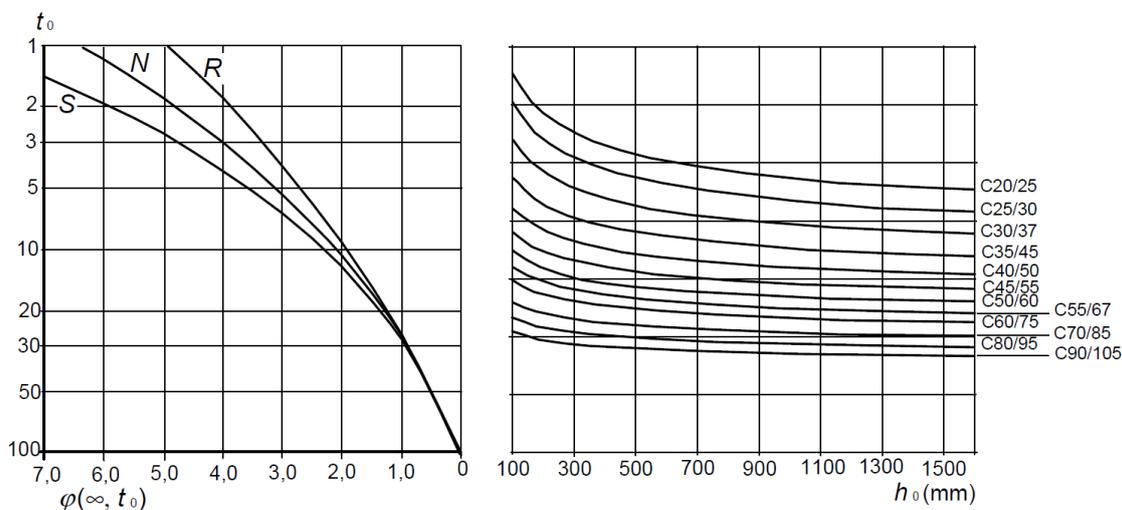


Fig. 15 – folha de auxílio do cálculo do coeficiente de fluência do betão

Após realizar os cálculos, foi concluído que $h_0 = 136$ mm. Com base nisso, foi possível determinar que o coeficiente de fluência total do betão é aproximadamente 2,5. Retornando à Eq. (2.11), foi deduzido que o coeficiente de fluência efetivo do concreto é de 2.

Após essas determinações, foi possível concluir a Eq. (2.7), obtendo que $K_c = 0,04$.

Com todas essas variáveis calculadas, voltamos à Eq. (2.5), na qual concluímos que o módulo de elasticidade real do pilar é de 6 GPa, ao invés dos 33 GPa para o betão e dos 200 GPa para o aço, como inicialmente considerados.

Na análise de encurvadura de um edifício, é comum que a contribuição principal venha dos elementos verticais, como pilares e paredes. No entanto, é importante considerar também a influência dos elementos estruturais horizontais (vigas), no comportamento global da estrutura.

Ao mencionar que o módulo de elasticidade dos elementos horizontais foi reduzido pela metade, presume-se que houve uma alteração nas propriedades mecânicas desses elementos. Essa redução foi realizada com o intuito de considerar uma menor rigidez dos elementos horizontais em relação aos verticais.

Essa abordagem visa levar em consideração as diferenças de rigidez entre os elementos verticais e horizontais, levando a uma análise mais precisa do comportamento de encurvadura do edifício como um todo.

É importante ressaltar que essa redução na rigidez dos elementos horizontais não significa que eles sejam menos importantes ou desconsiderados na análise estrutural. Os elementos horizontais desempenham um papel significativo na distribuição de cargas, estabilidade lateral e resistência

global da estrutura. A redução no módulo de elasticidade é uma simplificação adotada para modelar o comportamento estrutural de forma mais realista, levando em conta as características físicas dos materiais e os efeitos de encurvadura.

Com o módulo de elasticidade alterado, é possível retirar os vários modos de encurvadura da estrutura através do SAP2000, podemos então calcular o coeficiente de majoração devido as ações globais de segundo grau.

Deformed Shape (BUCKLING) - Mode 8; Factor 6,44541

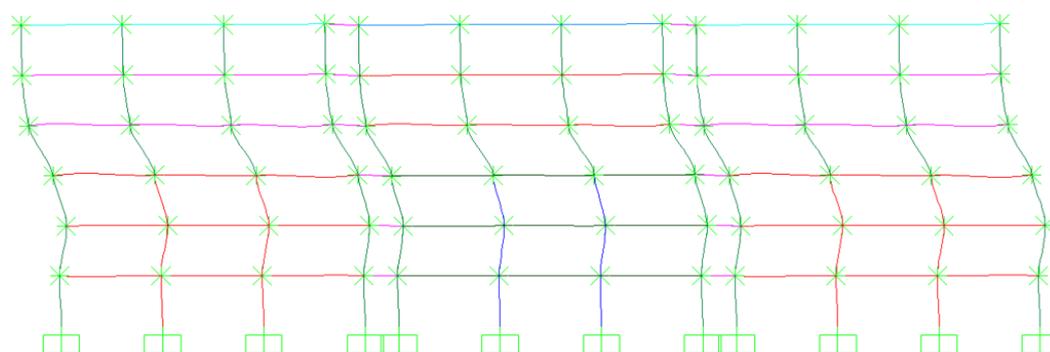


Fig. 16 – Modo de encurvadura da estrutura

A Fig. 16, representa o modo de vibração na direção à qual pretendíamos obter, e como pode ser visto no canto superior esquerdo desta, é dado um fator (α) de 6,4.

Este fator (α) corresponde à divisão entre $F_{v,bb}$ e F_{ved} , então, com a Eq. (2.2), pode ser deduzido a Eq. (3.6), que nos vai dar uma proporcionalidade inversa em relação ao coeficiente de majoração das forças devido às ações de segundo grau.

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha}} \quad (3.6)$$

Através da equação (3.6), chega-se então à conclusão que o módulo de elasticidade para se calcular o coeficiente de majoração dos efeitos globais de segunda ordem (β_2) corresponde a 1,18.

3.6.1 Efeitos de segunda ordem na Parede de contraventamento

Para uma melhor comparação destas duas estruturas devido aos esforços de segundo grau, considerou-se que na estrutura que contém paredes de contraventamento, estas vão suportar todas as cargas horizontais na totalidade.

É considerado o mesmo valor de β_2 (1,18) e as mesmas cargas verticais (F_{ved}) para o dimensionamento das 2 paredes de contraventamento.

Na Fig. 12, estão representadas as forças verticais aplicadas na estrutura. Como o F_{ved} corresponde ao Total destas cargas, tem-se então que o F_{ved} consiste no somatório das forças representadas na Fig. 16 e o somatório do peso próprio da estrutura. Conclui-se então que $F_{ved} = 17520 \text{ kN}$. Com F_{ved} calculado, utilizando a Eq. (2.2) conclui-se que $F_{v,bb} = 114853 \text{ kN}$.

Para o dimensionamento das paredes, é necessário desenvolver o cálculo de $F_{v,bb}$, pois este, segundo o EC2, está relacionado com a Inércia da parede, que por sua vez está relacionada com a Área transversal da parede, mas, para desenvolver o $F_{v,bb}$, com é visto na Eq.(2.3), é necessário primeiro recorrer à Eq.(2.4) para calcular o coeficiente que depende do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez de encastramento na base e da distribuição de cargas.

Como a parede se encontra com um encastramento perfeito, considera-se $K=0$, então, simplificando a Eq. (2.3) juntamente com a Eq. (2.4), tem-se que:

$$F_{V,bb} = 7,8 * \frac{6}{6 + 1,6} * 1 * \frac{0,4}{1,2} * \frac{33 * 10^6 * I_p}{18^2}$$

Em que:

I_p : Inércia total das duas paredes.

Igualando $F_{V,bb}$ a 114853 kN (como foi visto acima) Conclui-se então, que a Inércia total das duas paredes tem que ser de $0,549 \text{ m}^4$, ou seja, cada parede irá ter que ter uma inércia de $\frac{0,549}{2} = 0,275 \text{ m}^4$.

Como foi pretendido que as paredes tivessem a mesma largura que os pilares ($b=0,25 \text{ m}$), através da equação genérica da inércia (Eq. (3.7)), tira-se o comprimento de cada parede.

$$I_p = \frac{b * h^3}{12} \quad (3.7)$$

Então:

$$0,275 = \frac{0,25 * h^3}{12}$$

Resolvendo a Eq. (3.7), determina-se o valor da altura da parede, que neste caso é de $h = 2,36 \text{ m}$.

Para confirmação das dimensões desta parede foi utilizado o SAP2000.

Neste programa, foi modelado uma parede com 2,36 por 0,5 metros (utilizou-se 0,5 metros de largura em vez de 0,25 pois, como são duas paredes, a inercia é o dobro de uma só parede, e ao multiplicar a altura por 2, a inercia também vai dobrar)

Segundo o EC2 e como referido acima, é possível utilizar se as equações (2.7) e (2.8) para uma parede de contraventamento fendilhado. Concluindo-se então que o modulo de elasticidade para o cálculo das ações de segundo grau, é $0,4 * 1,2 E$, ou seja, $0,3 * E$. Como o betão que está a ser utilizado é um betão de classe C30/37, o modulo de elasticidade passa de 33GPa para 11Gpa.

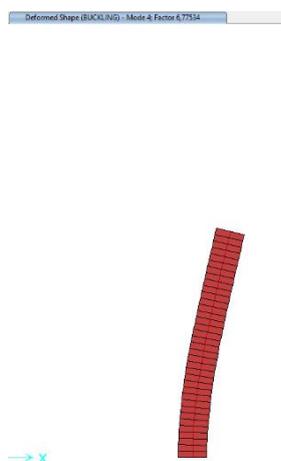


Fig. 17 - Valor teórico do coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau na parede de contraventamento

Após a modelação da parede no SAP2000 com o devido modulo de elasticidade, obtém-se um fator (α) de 6,775.

Utilizando as equações (3.9) e (3.10), chega-se à conclusão que o Coeficiente de majoração global das ações de segundo grau corresponde a $\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{6,775}}$, o que resulta de um coeficiente igual a 1,17.

Como o β_2 da estrutura sem paredes de contraventamento é de 1,18, diminui-se o comprimento da parede por 1 centímetro para se ficar com o mesmo coeficiente de majoração.

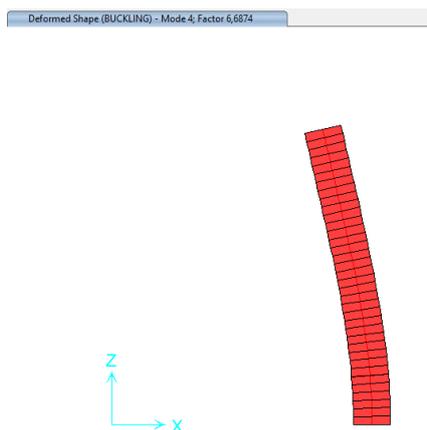


Fig. 18 - Valor real do coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau na parede de contraventamento

Com a parede com 2,35 metros de comprimento, o fator α dá 6,69, como confirmado na Fig. 18. Assim, o coeficiente de majoração β_2 equivale a 1,18, exatamente como a estrutura sem elementos de contraventamento.

Com o dimensionamento da parede de contraventamento concluído no capítulo anterior, é possível avançar para o dimensionamento real da estrutura, aplicando as forças discutidas no capítulo 3.1 nos modelos de cálculo. Essas forças representam as cargas atuantes na estrutura, como cargas verticais, forças do vento, sobrecargas, entre outras.

Ao aplicar as forças nos modelos de cálculo, é possível dimensionar os elementos estruturais de acordo com essas cargas. Isso envolve determinar as medidas adequadas para os elementos estruturais (pilares e vigas), de forma a garantir que a estrutura seja capaz de resistir às solicitações impostas pelas forças aplicadas.

O dimensionamento dos elementos estruturais leva em consideração vários fatores, como a resistência dos materiais utilizados, as propriedades mecânicas do aço e do betão, os coeficientes de segurança, entre outros. Além disso, foram seguidas as normas e regulamentos técnicos específicos do país ou região onde a estrutura está localizada.

Além das medidas dos elementos estruturais, também é definida a quantidade e o tipo de aço que será utilizado na estrutura.

Com isto realizado, é possível então perceber qual das soluções trás mais benefícios que a outra, sendo estes benefícios maioritariamente económicos.

Resultados

4.1 Dimensionamento da estrutura sem paredes de contraventamento

Após o cálculo do coeficiente de majoração devido às ações de segundo grau, é necessário realizar-se o dimensionamento considerando este acréscimo de esforços.

Deste coeficiente, multiplicado pelas forças horizontais (força do vento), juntamente com o P_{ed} , mais o peso próprio da estrutura, resultam as forças aplicadas nesta.

Em suma, as forças aplicadas na estrutura consistem nas forças representadas na tabela 1.

Tabela 1 – coeficientes de majoração na estrutura para o dimensionamento final

Forças	Coefficiente de majoração
Ped	1
Wx	1,5*1,18
PP	1,35

Em que:

Ped: Representado na equação (3.1). (O coeficiente de majoração é considerado 1 pois este já está majorado).

Wx: Força do vento

PP: Peso próprio da estrutura

Utilizando o SAP2000, criou-se uma combinação envolvente com as forças referidas na tabela 2. Esta combinação envolvente apresenta para cada ponto o limite máximo e mínimo para cada ponto, obtendo-se os esforços em todos os elementos estruturais da estrutura, sendo então possível realizar o último dimensionamento.

Para o dimensionamento destes elementos, é necessário saber os momentos fletores e os esforços axiais a que os elementos estão sujeitos.

Estes esforços são dados pelo SAP2000, e estão representados nas Fig. 19 e 20.

É fundamental ressaltar que a força do vento, embora aplicada apenas em um dos lados do modelo, está presente em ambos os lados. Isso implica que os momentos fletores representados nas vigas não são reais, mas é possível deduzir os diagramas de momentos máximos, uma vez que eles são simétricos.

Para o dimensionamento das peças estruturais, é crucial ter conhecimento dos esforços máximos tanto nas vigas quanto nos pilares, uma vez que esses esforços exercem a maior influência no processo de dimensionamento. No caso das vigas, o parâmetro de maior relevância é o momento fletor, uma vez que o esforço axial geralmente apresenta valores relativamente baixos em comparação. Por outro lado, nos pilares, é o esforço axial que desempenha um papel mais significativo, uma vez que o momento fletor, em comparação, tende a ser consideravelmente menor.

A Fig. 19, representa o gráfico de momentos fletores em todas as peças da estrutura, com os valores máximos e mínimos (em kN*m) representados também na figura. Como os pórticos de extremidade são simétricos, apenas um deles está representado.

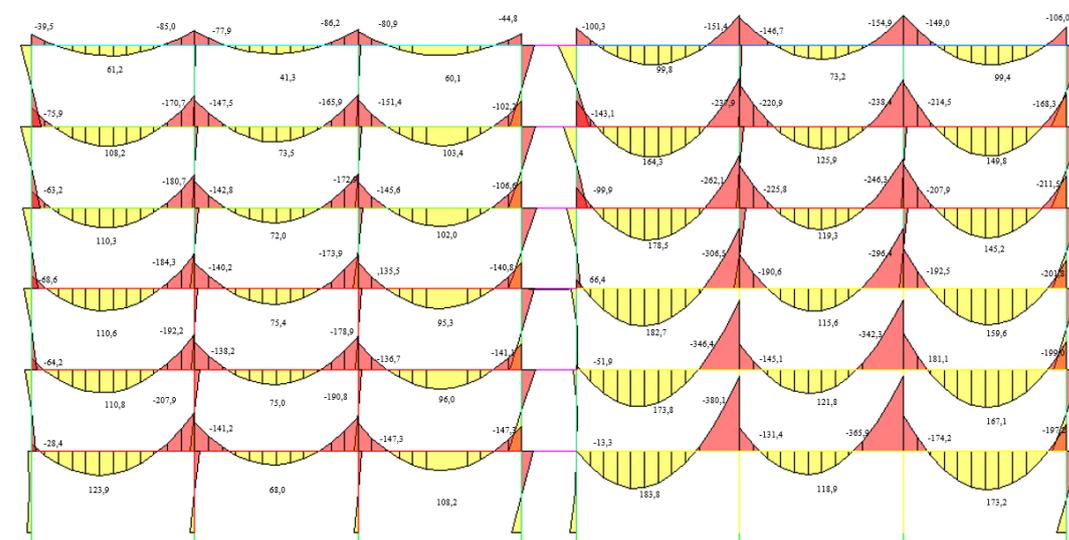


Fig. 19 – Momentos fletores na estrutura sem paredes (kN*m)

Com os esforços essenciais para o dimensionamento das vigas, é necessário agora analisar os esforços dos pilares. Como é dito acima, a componente principal para o dimensionamento dos pilares, consiste no esforço axial destes. Assim, a Fig. 20 representa os esforços axiais máximos dos pilares (em kN), novamente, apenas aparece um pórtico de extremidade.



Fig. 20 – Esforços axiais na estrutura sem paredes (kN)

Como já foi referido no capítulo 3.2, os pilares vão ser dimensionados utilizando a Eq. (3.4), dimensionando estes para terem aproximadamente 1% de armadura. Também como referido no capítulo 3.2, as vigas foram dimensionadas utilizando a Eq. (3.5), considerando um momento fletor reduzido de 0,25 (o uso deste momento fletor reduzido foi explicado no capítulo 3.5).

Utilizando então as equações referidas no texto acima, com os esforços obtidos que podem ser vistos na Fig. 19 para as vigas e na Fig. 20 para os pilares, obtemos o dimensionamento da estrutura sem paredes de contraventamento, representada na Fig. 21

	V25x35	V25x35	V25x35	Vfict	V25x40	V25x40	V25x40
P25x25	V25x40	V25x40	V25x40	Vfict	V25x55	V25x55	V25x55
P25x25	V25x40	V25x40	V25x40	Vfict	V25x55	V25x55	V25x55
P25x25	V25x45	V25x45	V25x45	Vfict	V25x60	V25x60	V25x60
P25x30	V25x45	V25x45	V25x45	Vfict	V25x60	V25x60	V25x60
P25x30	V25x45	V25x45	V25x45	Vfict	V25x60	V25x60	V25x60
P25x30							

Fig. 21 – Dimensionamento da estrutura sem paredes de contraventamento

A Fig. 21 consiste no dimensionamento final da estrutura apenas porticada, em que as siglas apresentadas consistem nas dimensões em centímetros e a sigla V_{fict} representa a viga fictícia explicada no capítulo 3.2 (novamente está apenas representado um dos pórticos de extremidade).

4.2 Dimensionamento da estrutura com paredes de contraventamento

No primeiro modelo, as paredes de contraventamento suportam tanto as cargas verticais quanto as forças horizontais concentradas exclusivamente nelas. Já o restante da estrutura não é considerado nesse modelo para o cálculo das forças horizontais.

No modelo com as paredes de contraventamento, a estrutura é analisada como um todo, levando em consideração todas as suas partes. As forças horizontais totais são exercidas nas paredes, (como pode ser visto na Fig. 30), mas também estão igualmente aplicadas ao modelo anterior, pois, seria contra a segurança não aplicar as forças horizontais nos pórticos, que, apesar de terem uma baixa rigidez (em comparação com as paredes), absorvem na mesma esforços horizontais.

Esses dois modelos distintos foram utilizados para o dimensionamento da estrutura, permitindo uma análise abrangente e específica em relação às diferentes forças atuantes.

4.2.1 Dimensionamento das paredes de contraventamento

Para a comparação desta dissertação, as paredes têm de suportar as forças horizontais na sua totalidade, considerando que os efeitos de segunda ordem são semelhantes às da estrutura sem paredes de contraventamento (β_2 semelhante nas 2 estruturas), como referido no capítulo 3.4.

Como referido anteriormente, a parede de contraventamento tem uma área transversal de 0,25 por 2,25 metros.

4.2.2 Dimensionamento da estrutura com paredes de contraventamento

O dimensionamento dos pilares e das vigas desta estrutura passa pelo mesmo processo da estrutura anterior. Em primeiro lugar, é necessário saber se os gráficos dos momentos fletores nas vigas, que estão representados na Fig. 22, e o gráfico dos esforços axiais nos pilares, que vão estar representados na Fig. 23.

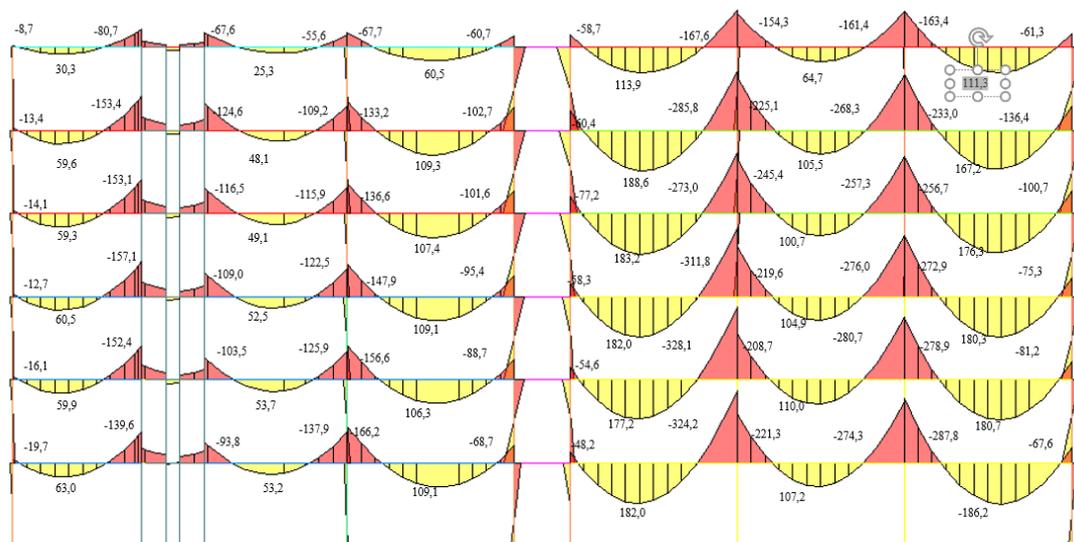


Fig. 22 - Momentos flectores na estrutura com paredes de contraventamento (kN*m)



Fig. 23 – esforço axial na estrutura com paredes de contraventamento (kN)

Utilizando a equação (3.5) para o dimensionamento dos pilares e a equação (3.6) para o dimensionamento das vigas, obtém-se a estrutura representada na Fig. 24.

Como referenciado anteriormente, os algarismos representados na Fig. 24 consistem na dimensão dos elementos estruturais (em centímetros).

	V25x30	V25x30	V25x30	Vfict	V25x35	V25x35	V25x35
P25x25							
P25x25	V25x35	V25x35	V25x35	Vfict	V25x50	V25x50	V25x50
P25x25	V25x35	V25x35	V25x35	Vfict	V25x50	V25x50	V25x50
P25x25	V25x40	V25x40	V25x40	Vfict	V25x55	V25x55	V25x55
P25x25	V25x40	V25x40	V25x40	Vfict	V25x55	V25x55	V25x55
P25x25	V25x40	V25x40	V25x40	Vfict	V25x55	V25x55	V25x55
P25x25							

Fig. 24 – Dimensionamento da estrutura com paredes de contraventamento

Após realizar o dimensionamento das estruturas, é possível concluir, preliminarmente, a quantidade de betão necessário nos três pórticos de cada uma delas. Nesse sentido, verificou-se que a estrutura sem paredes de contraventamento requer aproximadamente 16.425 kg de betão, enquanto a estrutura com a parede, incluindo esta, necessita de cerca de 69,13 kg de betão.

No próximo capítulo, serão realizados os cálculos para determinar as armaduras necessárias em cada uma das estruturas. Essa etapa é essencial para garantir a segurança e a adequação estrutural, levando em consideração as tensões e as cargas envolvidas.

Portanto, embora tenhamos uma noção preliminar das quantidades de betão envolvidas em cada pórtico das estruturas, é fundamental calcular as armaduras corretamente no próximo capítulo. Essa análise mais detalhada e precisa permitirá determinar a quantidade exata de betão e a disposição das armaduras, de acordo com os critérios de projeto e as normas vigentes.

Assim, o próximo capítulo abordará a determinação das armaduras necessárias, fornecendo uma visão completa sobre a composição final das estruturas e garantindo sua segurança e estabilidade.

4.3 Armaduras

O cálculo das armaduras em estruturas é uma etapa fundamental neste projeto, pois influencia diretamente na segurança, estabilidade e, não menos importante, no aspeto económico da estrutura. Neste subcapítulo, apresentaremos o cálculo das armaduras das soluções propostas para o nosso estudo.

O objetivo principal deste cálculo é determinar a solução mais viável em termos económicos, levando em consideração fatores como o custo do material, a eficiência estrutural e as normas de segurança aplicáveis.

Para realizar os cálculos das armaduras, será adotado um método para o cálculo das armaduras nos pilares, que será exemplificado no capítulo 4.3.1, e um método distinto para o cálculo das armaduras nas vigas, que vai ser exemplificado no capítulo 4.3.2. Estes dois métodos são muito utilizados e reconhecidos na indústria da construção civil. Estes métodos têm em conta diversos parâmetros, como as cargas atuantes, as características dos materiais utilizados e as restrições de deformação impostas pelas normas técnicas.

4.3.1 Armamento dos pilares

Os principais esforços nos pilares, geralmente são causados pelas flexões compostas ou desviadas. Para dimensionar o armamento nesses pilares, tanto na estrutura sem paredes de contraventamento quanto na estrutura com estas, utilizou-se um programa chamado XD-coSec, desenvolvido pela Universidade de Engenharia do Minho. Este programa utiliza o método das fibras para dimensionar as armaduras dos pilares.

O método das fibras utiliza o esforço axial para determinar a posição do eixo neutro e, com base nessa posição, calcula a distribuição das tensões nos pontos ao longo do pilar, considerando a contribuição do betão e do aço para a resistência. Para realizar o cálculo do método das fibras, é necessário conhecer o momento fletor, o esforço axial e o esforço cortante nos pilares.

A Fig. 25 e a Fig. 26 representam esses esforços num dos pilares, proporcionando uma ilustração mais clara do procedimento utilizado.



Fig. 25 – Esforço de corte e momento fletor no pilar exemplo



Fig. 26 – Esforço axial no pilar exemplo

Com esta informação obtida nas Fig. 25 e 26, podemos utilizar o programa XD-coSec para calcular as armaduras necessárias para o pilar suportar tais esforços.

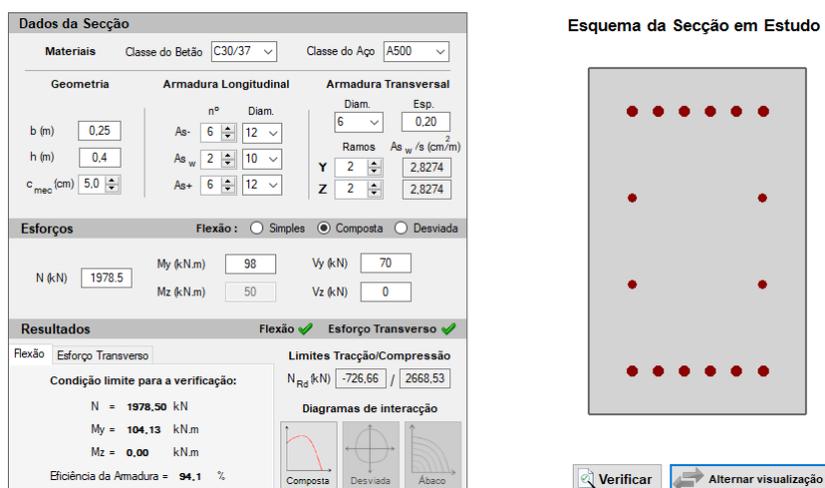


Fig. 27 – Pilar exemplo armado

A Fig. 27 representa o cálculo das armaduras para o pilar estudado nas Fig. 25 e 26.

Com a utilização da informação dada por estas imagens, juntamente com correta definição dos materiais (betão de classe C30/37 e aço A500), tem-se a armadura mínima possível para o pilar suportar os esforços que lhe são implementados.

Após realizar o processo de cálculo para todos os pilares, podemos concluir que a quantidade total de aço necessária para os pilares da estrutura sem parede de contraventamento é de 5663,5 kg, enquanto na outra estrutura, o total de aço corresponde a 739,2 kg. Podemos ver que a diferença entre as duas estruturas é muito grande, isto deve-se ao facto das paredes de contraventamento suportarem a maior parte das cargas.

No próximo capítulo, será realizado o cálculo das armaduras das vigas. Retomando a análise estrutural, iniciaremos pela determinação das dimensões e características das vigas, levando em consideração as cargas, os vãos e outros parâmetros relevantes.

4.3.2 Armamento das vigas

As vigas, em geral, estão sujeitas à flexão simples. Para calcular a armadura necessária, é comum utilizar tabelas de abacos. Essas tabelas são ferramentas que fornecem informações pré-calculadas para facilitar o dimensionamento das vigas.

Antes de utilizar as tabelas de abacos, é necessário calcular o momento fletor reduzido específico da viga em questão. A equação que permite determinar esse momento fletor reduzido pode variar dependendo do contexto e das características da viga. Uma equação comum para o cálculo do momento fletor reduzido é a Eq. (4.1).

Uma vez calculado o momento fletor reduzido, você pode consultar a tabela de abacos apropriada para obter o valor correspondente do parâmetro ω . Esse valor de ω será usado posteriormente para determinar a armadura necessária na viga, seguindo as especificações e os critérios de projeto adequados.

É importante mencionar que as tabelas de abacos podem ser específicas para diferentes normas ou códigos de projeto estrutural, portanto, é necessário certificarmos-nos que estamos a utilizar a tabela correspondente ao código aplicável à região ou contexto específico.

Após a obtenção deste ω calcula-se a armadura necessária para a viga suportar os esforços a que esta está sujeita através da equação (4.1).

$$\omega = \frac{As \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (4.1)$$

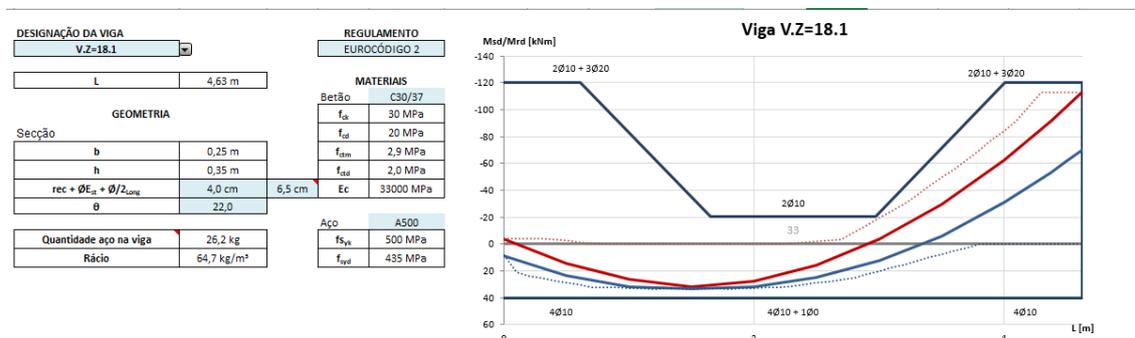


Fig. 28 – exemplo do cálculo de uma viga armada

É necessário ter em atenção que os esforços nas vigas não são simétricos.

A viga exemplo não contém os esforços simétricos pois a força do vento só foi considerada de um lado da estrutura, mas na realidade este causa um esforço simétrico nas vigas. Para uma melhor visualização mais fácil do armamento das vigas, foi dimensionada a viga exemplo em AUTOCAD, representando-a na Fig. 29.

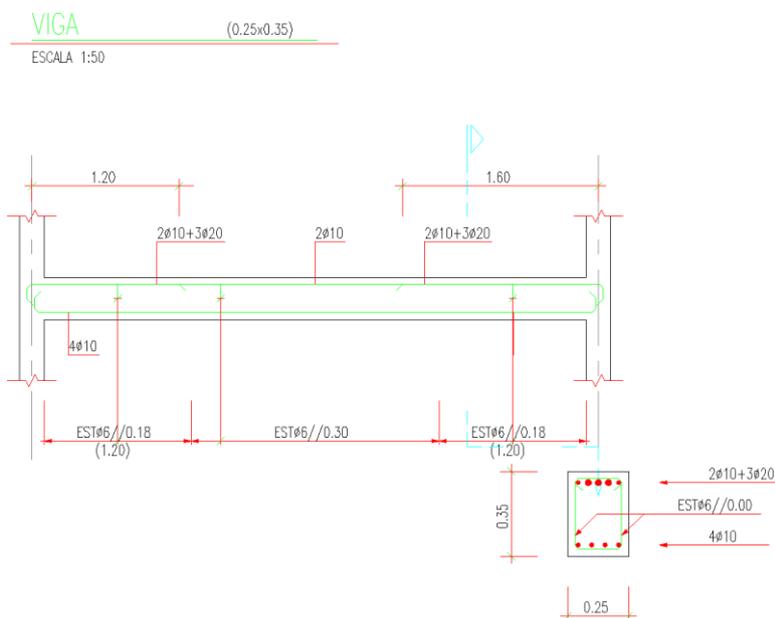


Fig. 29 – Viga exemplo armada

Após realizar o cálculo da armadura necessária para todas as vigas de ambas as estruturas, chegamos às seguintes conclusões: a estrutura que contém as paredes de contraventamento requer aproximadamente 5100 kg de aço, enquanto a estrutura sem as paredes necessita de aproximadamente 5091.5 kg de aço. Apesar da diferença de aço necessário entre as duas estruturas não ser tão grande como nos pilares, continua a ser necessário mais aço na estrutura sem paredes de contraventamento, devido a estas paredes suportarem grande parte da carga.

Falta então apenas calcular a quantidade de armadura que as paredes de contraventamento irão levar, que vai ser visto no próximo capítulo.

4.3.3 Armamento das Paredes de contraventamento.

Após o cálculo da quantidade de aço que as vigas e os pilares necessitam para suportar os seus devidos esforços, apenas fica a faltar o cálculo da quantidade de armadura que as paredes de contraventamento precisam.

Estas paredes ao contrário das vigas não sofrem uma flexão simples, mas sim uma flexão composta, então, pode ser utilizado o programa utilizado para o cálculo das armaduras nos pilares (XD-coSec).

Para o cálculo dos esforços nesta, foi novamente usado o SAP2000, em que foi criada uma parede de 2,25 m de altura e 0,50 m de largura (a largura considerada consiste do dobro da largura da parede pois como são duas paredes, no final basta dividir os esforços de corte e os momentos fletores por 2).

Em seguida, aplicam-se as forças na parede. Esta parede, como visto no subcapítulo 4.2.1, irá suportar as cargas horizontais na totalidade. É assumido em cima que o vento na zona da construção desta estrutura corresponde a uma força de 1,1 kN/m², com isto em consideração, tem-se que a carga total do vento é de 13,2 kN/m². Esta força resulta da força do vento multiplicado pela área de influência da estrutura na sua totalidade (12 metros).

13,2 kN/m²

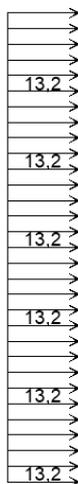


Fig. 30 – Força do vento aplicado na Parede modelada.

Depois das forças horizontais aplicadas, é necessário aplicar as forças verticais equivalentes à que a parede vai suportar na estrutura. Visto que a área de influência da parede é de 21,375 m², a carga vertical aplicada na parede. Vai corresponder as cargas apresentadas na Fig. 31.



Fig. 31– cargas verticais na Parede de contraventamento

Como está demonstrado na Fig. 31, as cargas verticais em cada piso correspondem 645,24kN por piso com a exceção da cobertura que corresponde a 317 kN

É necessário ter em atenção que a parede em que as cargas estão a ser aplicadas tem o dobro da largura da parede real (este facto está referenciado no capítulo 3.3).

Deste modo, é necessário dividir-se tanto os esforços axiais, como os transversos, como o momento fletor, que estão referidos na Fig. 32 por 2.

Shear V3	Axial
-420,552 KN	-4732,888 KN
at 0, m	at 0, m
Moment M2	
-3784,968 KN-m	
at 0, m	

Fig. 32– cargas verticais na Parede de contraventamento

Como referido em cima, os esforços da figura 27, têm que ser reduzidos para metade, o que significa que o esforço axial vai corresponder a 2366,44 kN, o esforço transversal a 210,28 kN e o momento fletor a 1892,48 kN*m.

Como apenas a parede é que esta a resistir as cargas, para confirmação dos resultados, esta pode ser considerada uma consola. Assim, o cálculo do momento fletor máximo é dado pela equação (4.2).

$$Med = \frac{P \cdot l^2}{2} \quad (4.2)$$

Obtém-se então por esta equação que o momento fletor causado pelo vento em $z=0$ é de 2138,4 kN*m. É necessário ter em atenção que este momento não conta com os efeitos globais de segunda ordem, ou seja, é essencial multiplicar este valor pelo coeficiente de majoração devido aos efeitos de segunda ordem (β_2), que como visto na tabela, que corresponde a 1.77.

Em suma, o momento fletor é de 3784,97 kN*m (confirmação efetuada com sucesso).

Após a confirmação dos esforços na parede, utilizou-se novamente o programa XD-coSec para a determinação da quantidade de armadura necessária para o armamento desta.

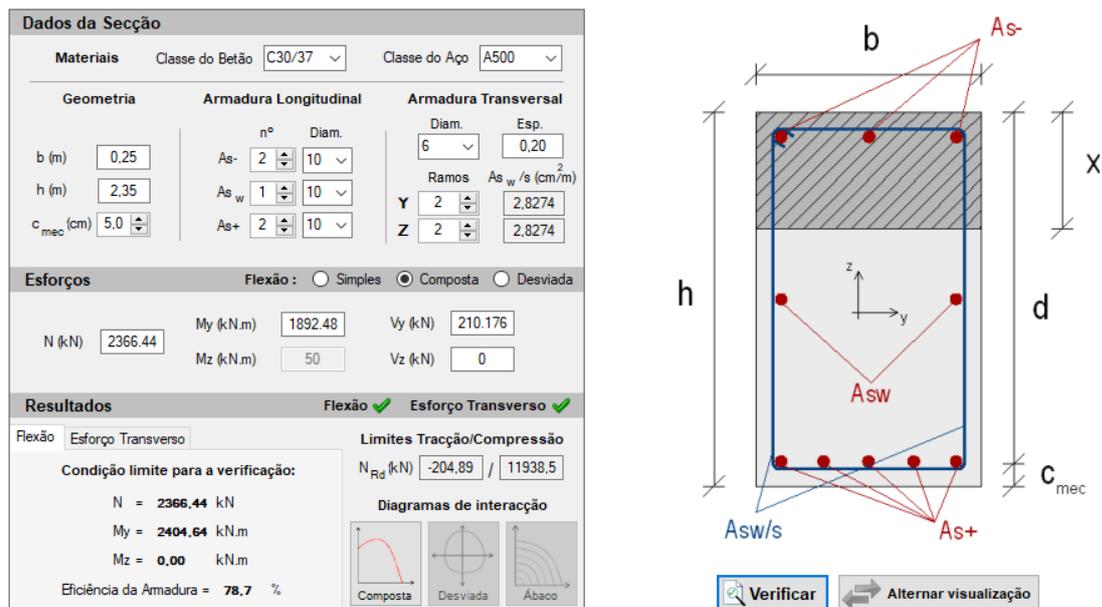


Fig. 33 – Parede de contraventamento

Posteriormente à adição das informações essenciais para o armamento da parede, é observado que a armadura necessária para resistir aos esforços implementas consiste em 6 ferros com 10 mm de diâmetro, sendo possível deduzir então que as armações necessárias são muito pequenas. Para a confirmação de tal, é utilizado o EC2, que refere que a armadura mínima corresponde a $0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (0,25 \cdot 2,25) = 0,001125 \text{ m}^2$.

Visto que supostamente apenas é necessário ter 6 ferros com 10 milímetros de diâmetro, o que dá uma área de $A = \pi \cdot 0,01^2 \cdot 6 = 0,001885 \text{ m}^2$. Ou seja, é necessário aumentar a armadura da parede para equivaler aproximadamente à área da armadura mínima.

Uma boa solução a este problema consiste em utilizar-se 10 ferros de 16 milímetros de raio, o que vai corresponder a uma área transversal de $0,002 \text{ m}^2$.

Como é utilizada a armadura mínima desde o ponto mais gravoso da parede, não é possível diminuir esta, ou seja, a armação da parede vai ser constituída por 10 ferros de 16 mm de diâmetro e para a armadura transversal é utilizada ferro com 8 milímetros de raio espaçados de 20 centímetros ao longo dos seus 18 metros.

Em suma, após terem sido realizado os cálculos, a parede vai possuir ao todo 462,15 Kg de aço.

Com as quantidades de materiais todos calculados, basta apenas ver o seu preço no mercado, para se fazer comparação, sabendo então, qual das soluções é a mais viável.

Conclusão

Após a conclusão do cálculo das armaduras e da determinação da quantidade de betão a ser utilizada em cada pórtico, chegamos à etapa final desta dissertação, na qual iremos avaliar a viabilidade das hipóteses propostas. Nesta análise, iremos comparar os materiais utilizados nos três pórticos, tanto na estrutura com paredes de contraventamento quanto na estrutura sem. É importante destacar que, embora não possuamos o valor exato dos dois edifícios completos, é possível realizar uma comparação econômica adequada entre eles, pois todas as demais peças, tanto estruturais como não estruturais, são idênticas em ambas as soluções.

Vale ressaltar que a seleção dos materiais para as estruturas desempenha um papel fundamental na viabilidade econômica do projeto. Nesse sentido, o cálculo das armaduras e da quantidade de betão considera as características dos materiais utilizados, bem como as normas e regulamentos pertinentes. Esses fatores influenciam diretamente tanto os custos envolvidos quanto a eficiência estrutural das soluções.

Embora não tenhamos os valores precisos dos dois edifícios completos para uma comparação direta, a avaliação econômica dos pórticos individualmente nos permitirá extrair conclusões relevantes. Com base nessa análise, poderemos identificar qual das hipóteses se mostra mais viável do ponto de vista econômico, considerando as limitações e premissas adotadas neste estudo.

Ao final desta dissertação, esperamos fornecer informações sólidas e embasadas para a tomada de decisão sobre a escolha da solução mais viável economicamente. Os resultados obtidos serão de grande importância para a engenharia civil, pois contribuirão para a otimização de recursos e a obtenção de estruturas eficientes e econômicas.

Portanto, esta etapa final do estudo nos permite realizar uma comparação econômica adequada entre as duas hipóteses, mesmo sem possuímos os valores exatos dos dois edifícios completos. Os dados coletados e as análises realizadas nos pórticos fornecerão uma base sólida para a conclusão deste estudo, que busca identificar a solução mais viável economicamente para o problema em questão.

Com base em um breve estudo de mercado e visando simplificar esse processo, adotaremos preços de referência para os materiais utilizados. Consideraremos que o aço tem um custo estimado de 1,36€/Kg, enquanto o betão tem um custo de aproximadamente 90€/m³. Estes valores serão

utilizados como base para a avaliação comparativa das soluções propostas, levando em consideração não apenas o desempenho estrutural, mas também a eficiência econômica.

Para obtermos o preço destas estruturas, apenas somamos a multiplicação do custo dos materiais pela quantidade utilizada, sendo possível ser criada a tabela 2

Tabela 2 – materiais e custo total

	Total de aço (Kg)	Total de betão (m ³)	Preço final (€)
Estrutura com paredes De Contraventamento	6020.5	69.13	14409.6
Estrutura sem paredes De contraventamento	6704.7	16.425	10596.7

É importante ter em conta que do grande foco deste estudo, apesar de estar relacionado com as ações globais de segundo grau e com os seus efeitos nas estruturas faladas, não são estas as únicas forças que interferem nestas. Assim, como o coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau corresponde a 1,18, podemos afirmar que 80% da força horizontal exercida no edifício é devido ao vento, e os restantes 20%, estes sim, são devidos às ações globais de segundo grau.

Voltando a referir que, estes valores apenas constituem o preço do material necessário para se realizar os 3 pórticos desenhados ao longo desta dissertação, não correspondendo ao valor real de um prédio de habitação, porém, como todos os outros elementos construtivos entre as duas estruturas são semelhantes, este estudo, apesar de conservativo, é um bom estudo para termos a comparação económica entre a utilização de paredes de contraventamento ou a não utilização destas. Sendo assim, pode ser observado que há uma diferença de 4208.1€ entre as duas soluções.

Para uma melhor precissão da diferença entre estas duas, podemos também dividir os custos entre ambas e multiplicar por 100 para obter uma percentagem, ficando com $\frac{10596.7}{14409.6} * 100 = 73\%$.

Este valor diz nos que a solução sem paredes de contraventamento é 73% mais barata que a solução com as paredes.

Em conclusão, podemos observar que para este caso, não é economicamente viável a utilização de paredes de contraventamento deste tamanho. Esta diferença enorme deve-se ao facto das paredes de contraventamento terem as dimensões necessárias para os dois edifícios terem o

mesmo coeficiente de majoração devido as ações de segundo grau, o que as torna muito grandes para as cargas exigidas, mesmo com a utilização da armadura mínima nestas. Se as cargas horizontais aumentarem, iremos ver que a estrutura com paredes de contraventamento pouco vai mudar, mas por outro lado, a estrutura sem estas vai ter que ser toda dimensionada novamente, aumentando drasticamente os seus valores na tabela 2.

Por outro lado, um edifício com estas dimensões ou maior, vai requerer sempre a utilização de um elevador, onde se pode meter de uma a três paredes de contraventamento, ou se não tiver um elevador, ou tiver um elevador panorâmico, também se pode recorrer à caixa de escadas para a utilização de varias paredes de contraventamento.

Em suma, apesar de neste caso a estrutura sem paredes de contraventamento compensar economicamente, penso que a partir do momento que as cargas sejam aumentadas, este irá deixar de compensar. Dito isto, seria interessante, para desenvolvimentos futuros, a precessão desta diferença, e saber-se a partir de que momento esta estrutura deixa de ser viável, pelo menos de um ponto de vista económico.

Referencias bibliográficas

[1] Westerberg, B. (2004). *Second order effects in slender concrete structures*. Stockholm: KTH.

[2] 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.

[3] RüSCH H, Jungwirth D, Hilsdorf HK (1981) Concreto armado e protendido-propriedades dos materiais e dimensionamento. Rio de Janeiro, Campus, Brasil