

EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS PORTICADOS: ANÁLISE PELO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL VERSUS PELO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

ALEXANDRE JOSÉ FERREIRA DE OLIVEIRA

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.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

A todos os Professores desta instituição, pela dedicação em proporcionar a melhor qualidade de ensino.

Ao Professor Doutor Rui Faria, pelo conhecimento transmitido ao longo destes meses e pela sua amizade.

À Carolina, por tudo o que partilhámos ao longo deste percurso.

Aos meus amigos, por todos os bons momentos e histórias que guardaremos para toda a vida.

E, por fim, a toda a minha família, em especial aos meus pais e ao meu irmão, por todo o apoio ao longo do meu percurso académico, pelos conselhos nos momentos mais difíceis e por serem um exemplo.

RESUMO

A ausência de elementos de rigidez nas estruturas exclusivamente porticadas faz com que estas apresentem mobilidade horizontal nos diferentes pisos. Essa circunstância requer que a quantificação dos efeitos de 2ª ordem nestas seja realizada para a globalidade da estrutura. O Eurocódigo 2 (EC2) fornece duas metodologias para quantificação dos efeitos de 2ª ordem. O Método da Rigidez Nominal (MRN) é o mais apropriado para a quantificação dos efeitos globais de 2ª ordem; no entanto, requer a determinação da carga nominal global de encurvadura do edifício, a qual é descrita pelo anexo H do EC2 apenas no contexto de estruturas com elementos de contraventamento de elevada rigidez. O Método da Curvatura Nominal (MCN) é principalmente indicado para a quantificação de efeitos locais de 2ª ordem, no entanto, o EC2 permite a utilização do MCN na totalidade das estruturas, desde que sejam consideradas hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas. Todavia, o EC2 não fornece especificações sobre como esta distribuição deve ser efetuada. Assim, neste estudo, avaliou-se a aplicabilidade do MCN em edifícios com estrutura exclusivamente porticada como alternativa para a quantificação de efeitos de 2ª ordem globais. Além disso, procurou-se compreender o fundamento da recomendação deixada em aberto pelo EC2, relativamente à distribuição realista das curvaturas. Para o efeito, procedeu-se a um estudo comparativo da aplicação dos dois métodos a três estruturas distintas: um pórtico de um piso e dois edifícios exclusivamente porticados. Tomando como referência os resultados obtidos da aplicação do MRN nessas mesmas estruturas (determinando a carga global nominal de encurvadura através da alternativa fornecida pelo software de cálculo estrutural Robot), extraíram-se conclusões relativamente à aplicabilidade do MCN.

Complementarmente, foram conduzidos estudos nos edifícios analisados, visando a simplificação da metodologia do MRN quando aplicada a estruturas exclusivamente porticadas. Avaliou-se a influência da deformação por flexão dos troços dos pilares dos dois primeiros pisos dos edifícios, no valor da carga nominal global de encurvadura, bem como no respetivo fator de amplificação das ações horizontais. Este estudo visa avaliar a possibilidade de se prescindir de um número considerável de elementos do processo iterativo demorado do MRN, os quais não exercem influência sobre o resultado da aplicação do método. Além disso, foram realizados estudos paramétricos com o intuito de aproximar os resultados fornecidos pelos dois métodos. Redistribuiu-se, através de 3 abordagens distintas, os efeitos de 2ª ordem totais fornecidos pelo MCN, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2.

PALAVRAS-CHAVE: Método da Curvatura Nominal; Método da Rigidez Nominal; Efeitos de 2ª ordem; Estruturas exclusivamente porticadas; Estudo comparativo.

ABSTRACT

The absence of bracing elements in purely framed structures leads to horizontal mobility on the different floors of the buildings. This fact requires the quantification of global second-order effects in these kinds of structures. Eurocode 2 (EC2) provides two methodologies for the quantification of second-order effects. The Nominal Stiffness Method (NSM) is the most suitable for the quantification of global second-order effects; however, it requires the determination of the global nominal buckling load of the building, which is described by Annex H of EC2 only for structures with bracing elements. The Nominal Curvature Method (NCM) is mainly suitable for the quantification of local second-order effects, but EC2 also allows the use of the NCM for global quantification if realistic assumptions on the distribution of curvatures are considered; however, EC2 does not specify how this distribution should be carried out. Therefore, this study evaluated the applicability of the NCM in buildings with purely framed structures as an alternative for the quantification of global second-order effects. It also aimed to understand the reasons behind the recommendation left open by EC2 regarding the realistic distribution of curvatures. For this purpose, a comparative study was carried out applying the two methods to three different structures: a single-story framed structure and two purely framed buildings. Using as a reference the results from the application of NSM to these structures (by determining the global nominal buckling load using the structural calculation software Robot), conclusions were drawn regarding the applicability of NCM.

In addition, studies were carried out on the framed buildings with the aim of simplifying the NSM methodology when applied to purely framed structures. The main purpose of this study was to evaluate the influence of the bending deflection of the columns on the first two floors of the building on the value of the nominal global buckling load and the corresponding amplification factor of the horizontal loads. This study evaluates the possibility of avoiding a considerable number of elements of the NSM's long iterative process, which have no influence on the outcome of the method's application. Also, parametric studies were carried out aiming to approximate the results provided by the two methods. The total second-order effects provided by the NCM were redistributed using three different approaches, aligning with a more realistic distribution, as recommended by EC2.

KEYWORDS: Nominal Curvature Method; Nominal Stiffness Method; Second-Order Effects; Purely Framed Structures; Comparative Study.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. EFEITOS DE 2ª ORDEM EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CARGA CRÍTICA DE ENCURVADURA E COMPRIMENTO EFETIVO	6
2.3. CÁLCULO DA CARGA DE ENCURVADURA ATRAVÉS DO ROBOT E VALIDAÇÃO COM VALOR TEÓRICO	9
2.4. ESBELTEZA E ESBELTEZA LIMITE	10
2.5. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	11
2.6. FLUÊNCIA	13
3. MÉTODOS DO EC2 PARA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. MÉTODO BASEADO NUMA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)	15
3.2.1. RIGIDEZ NOMINAL	16
3.2.2. EFEITOS DESFAVORÁVEIS DA FENDILHAÇÃO DAS VIGAS	16
3.2.3. METODOLOGIA PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM	17
3.2.4. INFLUÊNCIA DAS VIGAS NA CARGA DE ENCURVADURA DE UM EDIFÍCIO	19
3.3. MÉTODO BASEADO NUMA CURVATURA NOMINAL (MCN)	20
3.3.1. CURVATURA NOMINAL E DESLOCAMENTO DE 2ª ORDEM,	20
3.3.2. METODOLOGIA PARA QUANTIFICAÇÃO DE EFEITOS DE 2ª ORDEM	21

4. UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL E DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL: ESTUDO COMPRATIVO	25
4.1. INTRODUÇÃO	25
4.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)	26
4.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)	27
4.4. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN	28
4.5. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)	29
5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO A EDIFÍCIOS	33
5.1. INTRODUÇÃO	33
5.2. EDIFÍCIO DE 4 PISOS	33
5.2.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)	38
5.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)	41
5.2.3. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN	43
5.2.4. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)	45
5.3. EDIFÍCIO DE 6 PISOS	48
5.3.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)	51
5.3.2. PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURAS UTILIZANDO O MRN	54
5.3.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)	57
5.3.4. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN	58
5.3.5. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)	61
6. CONCLUSÃO	65
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
6.2. RECOMENDAÇÕES	66
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	67
REFRÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
ANEXOS	A
A1 – PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURA DOS ELEMENTOS DO 1º E 2º PISO: ALINHAMENTO A	A
A2 – PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURA DOS ELEMENTOS DO 1º E 2º PISO: ALINHAMENTO B	A

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de encurvadura local num edifício contraventado	1
Figura 2 – Exemplo de encurvadura global num edifício não contraventado	2
Figura 3 – Efeitos de 2ª ordem num pórtico	5
Figura 4 – Diagrama de momentos nos pilares de um pórtico	6
Figura 5 – Encurvadura de um pilar isolado	6
Figura 6 – Exemplos do comprimento efetivo para elementos isolados.....	7
Figura 7 – Extremidades de um pilar e elementos adjacentes	8
Figura 8 – Rigidez à flexão de uma viga bi-encastada.....	8
Figura 9 – Rigidez à flexão de uma viga com uma das extremidades articulada.....	9
Figura 10 – 1º modo de encurvadura de um pilar isolado modelado em Robot.....	9
Figura 11 – 1º modo de encurvadura de um pórtico modelado em Robot	10
Figura 14 – Exemplo do efeito das imperfeições geométricas num edifício.....	12
Figura 15 – Secção de uma viga em estado fendilhado	17
Figura 16 – Diagrama de momentos típico de uma viga contínua de três vãos.....	19
Figura 17 – Distribuição de armadura típica de uma viga contínua de três vãos.....	19
Figura 18 – Secção crítica de pilares na direção x e y	22
Figura 19 – Estrutura de características ideais.....	25
Figura 20 – Gráfico de barras com momentos totais – estrutura de caraterísticas ideais.....	29
Figura 21 – Gráfico de barras com erros percentuais do estudo paramétrico – estrutura de caraterísticas ideais.....	30
Figura 22 – Planta do edifício de 4 pisos	33
Figura 23 – Vista em alçado do sistema estrutural do edifício de 4 pisos	34
Figura 24 – Diagrama de momentos proveniente apenas das ações verticais	35
Figura 25 – Diagrama de momentos proveniente das ações verticais e horizontais a atuar apenas da esquerda para a direita	35
Figura 26 – Diagrama de momentos em todo o edifício de 4 pisos proveniente de ações verticais e horizontais a atuar apenas da esquerda para a direita.....	35
Figura 27 – Associação em comboio dos dois alinhamentos em estudo do edifício de 4 pisos	38
Figura 28 – 1º modo de encurvadura do edifício de 4 pisos.....	39
Figura 29 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento A – edifício de 4 pisos.....	46
Figura 30 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento B – edifício de 4 pisos.....	47

Figura 31 – Planta do edifício de 6 pisos	48
Figura 32 – Vista em alçado do sistema estrutural do edifício de 6 pisos	49
Figura 33 – Primeiro modo de encurvadura do edifício de 6 pisos.....	52
Figura 34 – Pormenor de armaduras do 1º e 2º piso do alinhamento A – edifício de 6 pisos	55
Figura 35 – Pormenor de armaduras do 1º e 2º piso do alinhamento B – edifício de 6 pisos	56
Figura 36 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento A – edifício de 6 pisos.....	62
Figura 37 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento B – edifício de 6 pisos.....	63

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados do processo iterativo do MRN – estrutura de características ideais	26
Tabela 2 – Resultado dos efeitos de 2ª ordem utilizando o MRN – estrutura de características ideais	27
Tabela 3 – Resultados do processo iterativo do MCN – estrutura de características ideais	27
Tabela 4 – Resultado dos efeitos de 2ª ordem utilizando o MCN – estrutura de características ideais	28
Tabela 5 – Comparação de momentos de 2ª ordem fornecidos pelos dois métodos – estrutura de caraterísticas ideais.....	28
Tabela 6 – Comparação das percentagens de armadura fornecidas pelos dois métodos – estrutura de caraterísticas ideais.....	29
Tabela 7 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – estrutura de caraterísticas ideais.....	31
Tabela 8 – Dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas do edifício de 4 pisos	36
Tabela 9 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento A – edifício de 4 pisos	37
Tabela 10 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento B – edifício de 4 pisos	37
Tabela 11 – Valores de β_2 obtidos para as duas abordagens – edifício de 4 pisos.....	39
Tabela 12 – Resultados do MRN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos	40
Tabela 13 – Resultados do MRN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos	40
Tabela 14 – Resultados do MRN para os pilares interiores – edifício de 4 pisos	41
Tabela 15 – Resultados do MCN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos	42
Tabela 16 – Resultados do MCN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos	42
Tabela 17 – Resultados do MCN para os pilares interiores	42
Tabela 18 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos	43
Tabela 19 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos	43
Tabela 20 – Comparação do MRN e MCN para os pilares interiores – edifício de 4 pisos.....	44
Tabela 21 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de canto – edifício de 4 pisos.....	44
Tabela 22 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos.....	45
Tabela 23 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares interiores – edifício de 4 pisos.....	45
Tabela 24 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – edifício de 4 pisos	48
Tabela 25 – Dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas do edifício de 6 pisos	50
Tabela 26 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento A – edifício de 6 pisos	51
Tabela 27 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento B – edifício de 6 pisos	51

Tabela 28 – Valores de β_2 obtidos para as duas abordagens – edifício de 6 pisos.....	52
Tabela 29 – Resultados do MRN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos	53
Tabela 30 - Resultados do MRN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos	53
Tabela 31 - Resultados do MRN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos	54
Tabela 32 – Pormenores de armaduras dos pilares do 1º e 2º piso do alinhamento A – edifício de 6 pisos	55
Tabela 33 – Pormenores de armaduras dos pilares do 1º e 2º piso do alinhamento B – edifício de 6 pisos	56
Tabela 34 – Resultados do MCN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos	57
Tabela 35 – Resultados do MCN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos	57
Tabela 36 – Resultados do MCN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos	58
Tabela 37 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos	59
Tabela 38 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos	59
Tabela 39 - Comparação do MRN e MCN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos	59
Tabela 40 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de canto – edifício de 6 pisos.....	60
Tabela 41 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos.....	60
Tabela 42 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares interiores – edifício de 6 pisos.....	61
Tabela 43 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – edifício de 6 pisos	64

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

BA - Betão Armado

EC2 - Eurocódigo 2

MRN - Método da Rigidez Nominal

MCN - Método da Curvatura Nominal

2D - Duas Dimensões

C25/30 classe do betão

XS1 classe de exposição do betão

b base da secção

h altura da secção

d altura útil da secção

x altura da secção de betão comprimida

y_g centro de gravidade da secção de betão comprimida

n esforço axial reduzido

μ momento fletor reduzido

v valor reduzido do esforço normal

ρ percentagem de armadura

ω taxa mecânica de armadura

λ esbelteza do elemento

i raio de giração da secção

L comprimento do elemento

l_0 comprimento efetivo

P_{cr} carga crítica de Euler

e_2 estimativa de deslocamento de 2ª ordem

$(1/r)$ estimativa da curvatura máxima

c coeficiente dependente da distribuição da curvatura ao longo do elemento

r_m razão de momentos de primeira ordem nas extremidades do pilar

m número de elementos verticais

φ_{ef} coeficiente de fluência efetivo

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ coeficiente de fluência

θ_i inclinação da estrutura

θ_0 valor básico da inclinação

r_m razão de momentos de primeira ordem nas extremidades

m número de elementos verticais

A_s área das armaduras longitudinais

A_c área da secção de betão

I momento de inércia

I_c momento de inércia da secção transversal de betão

I_s momento de inércia das armaduras em relação ao centro da área do betão

I_{cr} momento de inércia da secção transversal de betão fendilhada

S_{cc} momento estático da secção de betão comprimida

S_s momento estático da área de aço

E módulo de elasticidade

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

$E_{cd,eff}$ módulo efetivo do betão

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

K_1, K_2 flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades do pilar

k_c coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação, da fluência, etc.

k_s coeficiente que tem em conta a contribuição das armaduras

k_1 coeficiente que depende da classe de resistência do betão

k_2 coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza

f_{ctm} resistência à tração do betão

f_{ck} resistência característica do betão à compressão

f_{cd} resistência de cálculo do betão à compressão

α constante que depende do tipo de ligação das extremidades da viga

α_e coeficiente de homogeneização

α_h coeficiente de redução relativo ao comprimento ou altura

α_m coeficiente de redução relativo ao número de elementos verticais

K_r fator de correção dependente do esforço normal

K_ϕ coeficiente que tem em conta a fluência

N_{Ed} esforço axial de cálculo

M_{Ed} momento fletor de cálculo

M_{cr} momento de fendilhação

M_2 momento nominal de 2ª ordem

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

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

$F_{H,0Ed}$ força horizontal de primeira ordem

$F_{V,Ed}$ carga vertical total

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

β_2 fator de amplificação das forças horizontais

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Em termos gerais, os edifícios de betão armado (BA) convencionais podem apresentar uma estrutura exclusivamente porticada, sem elementos de elevada rigidez, ou uma estrutura porticada e contraventada por elementos de elevada rigidez, tais como paredes de BA, caixas de elevador e caixas de escadas. A configuração contraventada é a mais frequentemente observada. A presença de elementos de elevada rigidez assegura o controle dos deslocamentos horizontais do edifício, uma vez que as ações horizontais, incluindo os efeitos globais de 2ª ordem, são praticamente absorvidas na totalidade por esses elementos rígidos, que não apresentam deslocamentos horizontais significativos. No caso de edifícios com estrutura exclusivamente porticada, os únicos elementos de contraventamento são os pórticos, cujos pilares, geralmente esbeltos, sofrem deslocamentos horizontais, induzindo translações em todo o edifício.

A diferença de comportamento entre as duas estruturas distintas resulta igualmente em diferentes formas de encurvadura. No caso de um edifício contraventado, uma vez que não há translações significativas ao nível dos pisos, a encurvadura de cada pilar é independente da restante estrutura, dando origem ao termo de encurvadura local. Já no caso de um edifício exclusivamente porticado, que apresenta uma estrutura com maior mobilidade, a instabilidade global do edifício mobiliza a encurvadura conjunta de todos os pilares, originando o fenómeno de encurvadura global. Nas Figuras 1 e 2, representam-se o aspeto típico de uma encurvadura local, num edifício contraventado, e uma encurvadura global, num edifício não contraventado, respetivamente [1].

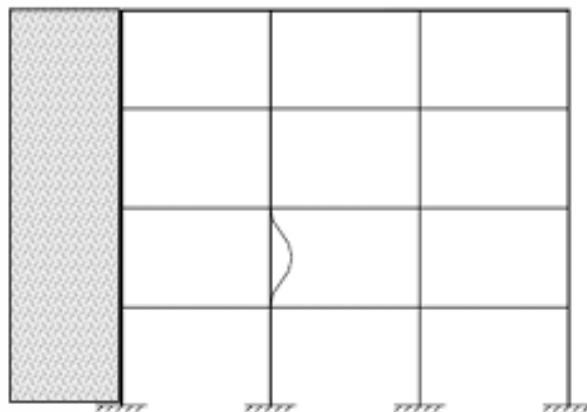


Figura 1 – Exemplo de encurvadura local num edifício contraventado

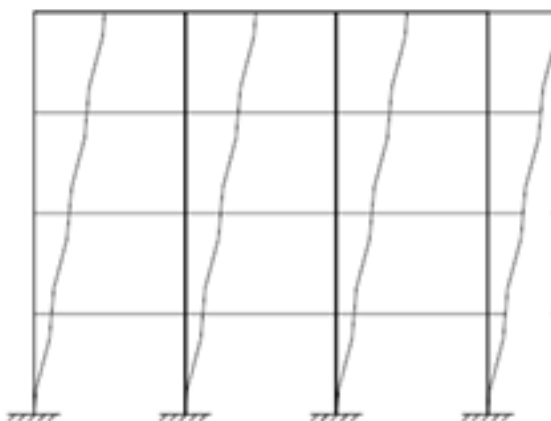


Figura 2 – Exemplo de encurvadura global num edifício não contraventado

Desta forma, a metodologia para quantificar os efeitos de 2ª ordem nos elementos de um edifício é influenciada pelo seu tipo de estrutura. No caso de a estrutura ser contraventada, os efeitos globais de 2ª ordem são verificados apenas para os elementos de maior rigidez. No entanto, nos pilares, os efeitos de 2ª ordem devem também ser considerados isoladamente, devido à possibilidade de instabilidade local desses elementos. Relativamente à estrutura exclusivamente porticada, a quantificação dos efeitos de 2ª ordem deve ser realizada para a globalidade da estrutura, uma vez que a instabilidade do edifício é global.

O Eurocódigo 2 (EC2) apresenta dois métodos simplificados para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem: o Método da Rigidez Nominal (MRN) e o Método da Curvatura Nominal (MCN). O MRN fundamenta-se numa rigidez modificada que contempla os efeitos fisicamente não-lineares decorrentes da fissuração do betão dos elementos da estrutura e quantifica os efeitos de 2ª ordem através da amplificação das ações horizontais atuantes em toda a estrutura. Já o MCN, caracterizado por uma aplicação mais simplificada, baseia-se numa curvatura fictícia na secção de cada pilar, que resulta numa excentricidade de 2ª ordem e no respetivo momento de 2ª ordem atuante no elemento. O MRN pode ser aplicado tanto a estruturas como a elementos isolados, enquanto o MCN é principalmente adequado para aplicação em elementos isolados, uma vez que quantifica o efeito de 2ª ordem isoladamente para cada pilar. Contudo, o EC2 permite a utilização do MCN na totalidade das estruturas, desde que sejam consideradas hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas [2]. Todavia, não fornece quaisquer especificações sobre como esta distribuição deve ser efetuada.

A metodologia indicada no Anexo H do EC2 para determinação da amplificação dos efeitos de 1ª ordem e obtenção dos efeitos globais atendendo aos efeitos de 2ª ordem, requer a determinação da carga nominal global de encurvadura do edifício, esta última obtida considerando rigidezes nominais nos pilares e nas vigas dos pórticos, segundo o MRN. A problemática subjacente a este trabalho surge da limitação da metodologia fornecida pelo EC2, que descreve a determinação da carga global nominal de encurvadura apenas para edifícios com estruturas contraventadas por elementos de rigidez elevada. Além disso, a quantificação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios exclusivamente porticados é realizada para a globalidade da estrutura. Deste modo, o método mais adequado para estes edifícios seria o MRN.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo central deste trabalho consiste em avaliar a aplicabilidade do MCN em edifícios exclusivamente porticados. Esta análise é motivada pelo facto de o EC2 permitir a utilização deste método para a totalidade da estrutura, e pela ausência de descrição da carga global nominal de encurvadura exigida pelo MRN para este tipo de edifícios. Para tal, serão estudados dois edifícios exclusivamente porticados utilizando o MCN e o MRN. No caso do MRN, a metodologia de aplicação requer o uso do software de cálculo Robot para a determinação da carga global nominal de encurvadura, dado que o EC2 não fornece indicações para a determinação dessa carga neste tipo de estruturas. Realizar-se-á uma comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos para cada estrutura e, tomando o MRN como referência, serão extraídas conclusões acerca da aplicabilidade do MCN em estruturas exclusivamente porticadas. Este estudo comparativo visa também uma melhor compreensão do fundamento da recomendação deixada em aberto pelo EC2 quanto à aplicação do MCN à totalidade da estrutura, baseada numa distribuição realista das curvaturas.

Ao longo deste trabalho, será imperativo validar a alternativa de cálculo da carga de encurvadura, mediante a comparação dos valores obtidos no software Robot com os valores teóricos determinados pela fórmula de Euler para elementos isolados. Previamente à análise das estruturas de edifícios reais, será realizado um estudo comparativo dos dois métodos (MRN e MCN) aplicados a uma estrutura exclusivamente porticada mais simples, com características ideais. Este estudo preliminar tem como objetivo aprofundar a compreensão de cada método e extrair conclusões a partir de uma estrutura de menor escala, que possam servir de base para os exemplos de aplicação finais.

Complementarmente, foram conduzidos estudos nos edifícios analisados, visando a simplificação da metodologia do MRN quando aplicada a estruturas exclusivamente porticadas. Além disso, foram realizados estudos paramétricos com o intuito de aproximar os resultados fornecidos pelo MRN e MCN. Redistribuiu-se, através de 3 abordagens distintas, os efeitos de 2ª ordem totais fornecidos pelo MCN, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se estruturada da seguinte forma:

Capítulo 1: Enquadramento do tema da dissertação.

Capítulo 2: Introdução de conceitos teóricos fundamentais associados a uma análise de 2ª ordem em edifícios exclusivamente porticados e em elementos isolados. Serão abordados temas como a esbelteza de um elemento, comprimento efetivo, carga de encurvadura e será realizada uma validação da alternativa fornecida pelo software Robot para o cálculo da carga de encurvadura.

Capítulo 3: Descrição e diferenciação dos dois métodos (MRN e MCN), com explicações detalhadas de cada metodologia de aplicação.

Capítulo 4: Estudo preliminar de comparação dos dois métodos (MRN e MCN) através de uma estrutura exclusivamente porticada de características ideais, cujas conclusões sobre a aplicabilidade do MCN serão utilizadas como base para os exemplos de aplicação finais. Adicionalmente, será conduzido um estudo paramétrico com o objetivo de aproximar os resultados dos dois métodos (MRN e MCN).

Capítulo 5: Extensão do estudo comparativo dos dois métodos (MRN e MCN), bem como do estudo paramétrico, a edifícios reais de estrutura exclusivamente porticada, com 4 e 6 pisos,

solicitados exclusivamente por ações horizontais decorrentes do vento e das imperfeições geométricas. No edifício de 6 pisos, serão apresentados detalhes das soluções de armadura adotadas através do MRN.

Capítulo 6: Considerações finais, recomendações e desenvolvimentos futuros.

2

EFEITOS DE 2ª ORDEM EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como finalidade expor os conceitos fundamentais associados a uma análise de 2ª ordem em estruturas de betão armado, de acordo com o Eurocódigo 2 (EC2).

De uma forma geral, os efeitos de 2ª ordem são efeitos adicionais resultantes das deformações das estruturas [2]. Numa estrutura de betão armado, esses efeitos manifestam-se principalmente nos elementos verticais, como pilares, paredes e outros elementos fortemente solicitados à compressão, que, por sofrerem translações horizontais, ficam sujeitos a uma amplificação do momento fletor atuante de 1ª ordem.

Este fenómeno pode ser facilmente ilustrado através de um pórtico 2D de apenas um piso, sujeito a uma carga horizontal concentrada ao nível do piso e duas verticais concentradas nos pilares, conforme ilustrado na Figura 3 [1].

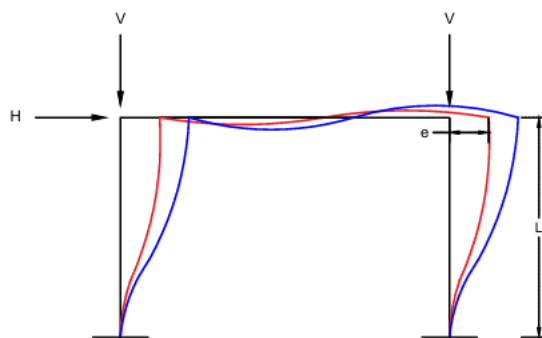


Figura 3 – Efeitos de 2ª ordem num pórtico

Inicialmente, a estrutura está sujeita a um momento provocado apenas pela carga horizontal H , denominado momento de 1ª ordem, que origina uma deformação na estrutura, representada a vermelho. Ao ser considerada, essa deformação cria uma excentricidade da carga vertical V relativamente ao encastramento, resultando num momento de 2ª ordem e num agravamento da deformação, representada a azul.

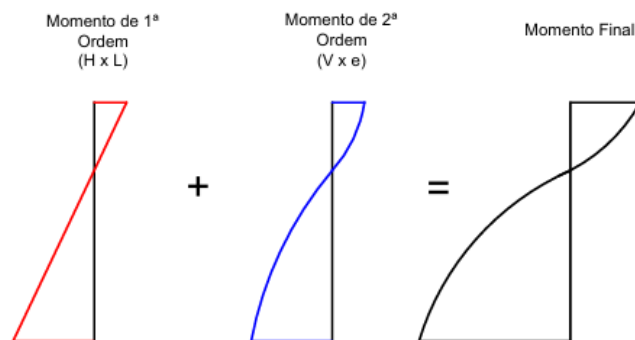


Figura 4 – Diagrama de momentos nos pilares de um pórtico

Assim, o diagrama de momentos nos pilares deste pórtico, representado na Figura 4, é constituído por duas parcelas que devem ser sobrepostas: os efeitos de 1ª e de 2ª ordem, dando origem ao diagrama de momentos finais atuantes no elemento.

2.2. CARGA CRÍTICA DE ENCURVADURA E COMPRIMENTO EFETIVO

Na análise das estruturas, o conhecimento prévio da sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem assume grande importância. Contudo, para uma avaliação antecipada destes efeitos é necessário o conhecimento da respetiva carga crítica, sendo que esta desempenha um papel importante em estruturas constituídas por elementos esbeltos [3]. A carga de encurvadura, ou carga crítica, é a carga para a qual ocorre a encurvadura. Pode ser definida como a carga crítica de Euler para elementos isolados, determinada através da Equação (2.1).

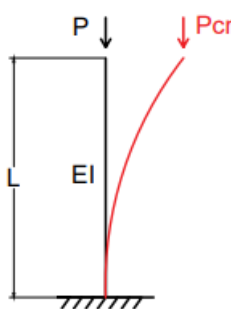


Figura 5 – Encurvadura de um pilar isolado

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (2.1.)$$

Em que l_0 representa o comprimento efetivo ou comprimento de encurvadura de um pilar: distância entre dois pontos de inflexão consecutivos, ou seja, dois pontos de momento nulo. De seguida,

apresentam-se na Figura 6, exemplos do comprimento efetivo (l_0), para elementos isolados de secção constante [2].

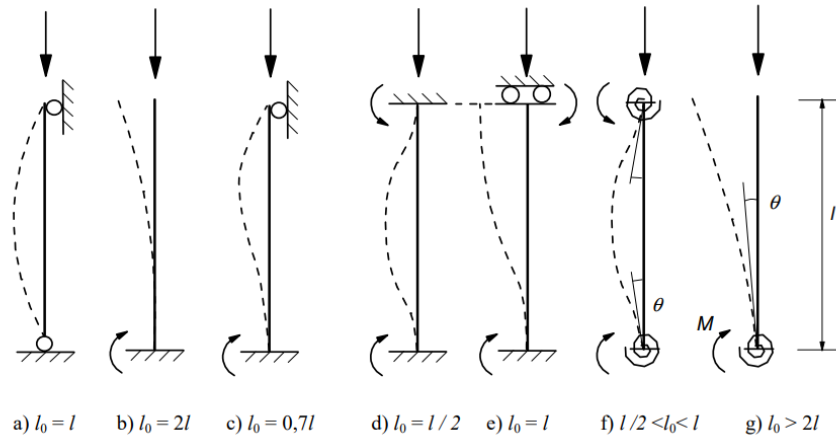


Figura 6 – Exemplos do comprimento efetivo para elementos isolados

Para pilares de pórticos regulares não contraventados, o comprimento efetivo (l_0) é determinado através da Equação (2.2.) [2].

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{\left(1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right)}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (2.2.)$$

em que:

- k_1, k_2 são as flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades;
- l é a altura livre do pilar entre ligações de extremidade.

No caso de um encastramento perfeito, k assume o valor de 0, mas, uma vez que um encastramento perfeito é raramente praticado, o EC2 recomenda o valor mínimo de 0.1. Quando se trata de uma extremidade livre, k é igual a ∞ .

A determinação da flexibilidade relativa da extremidade de um pilar, onde convergem elementos adjacentes, dependerá sempre da rigidez desses elementos.

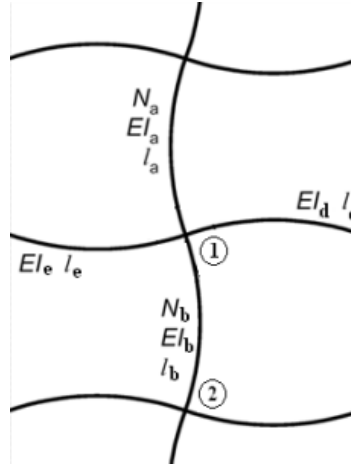


Figura 7 – Extremidades de um pilar e elementos adjacentes

Para o caso de pórticos simples, apenas as vigas restringem a rotação das extremidades, enquanto os pilares contribuem para a rotação destas. O valor de k nestes casos é determinado através da Equação (2.3.).

$$k = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) pilares}{\sum \left(\frac{\alpha \cdot EI}{L} \right) vigas} \quad (2.3.)$$

Em que α é uma constante que depende do tipo de ligação das extremidades da viga, assumindo o valor de 4 para o caso de uma viga bi-encastada, representada na Figura 8, e o valor de 3 para o caso de uma das extremidades ser articulada, conforme a Figura 9.

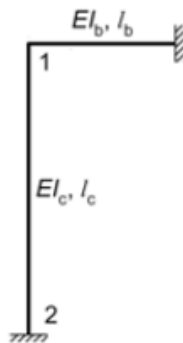


Figura 8 – Rigidez à flexão de uma viga bi-encastada

$$k_1 = \frac{\left(\frac{EI}{L} \right) c}{\left(\frac{4EI}{L} \right) b} \quad (2.4.)$$

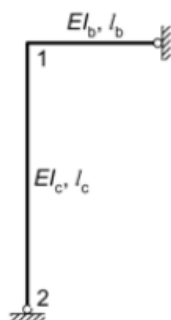


Figura 9 – Rigidez à flexão de uma viga com uma das extremidades articulada

$$k_1 = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)c}{\left(\frac{3EI}{L}\right)b} \quad (2.5.)$$

2.3. CÁLCULO DA CARGA DE ENCURVADURA ATRAVÉS DO ROBOT E VALIDAÇÃO COM VALOR TEÓRICO

No presente Subcapítulo, pretende-se apresentar uma alternativa ao cálculo da carga de encurvadura, utilizando o software de cálculo estrutural Robot.

O Robot é um programa de cálculo estrutural, correntemente utilizado no projeto de estruturas. Este software possibilita a realização de uma análise da encurvadura da estrutura, fornecendo valores de coeficientes críticos que comparam a carga crítica de encurvadura da estrutura com a carga vertical atuante, para diversos modos de encurvadura. Assim, nesta secção, procura-se validar os valores obtidos pelo Robot, utilizando duas estruturas cujas cargas de encurvadura podem ser facilmente calculadas através da fórmula de Euler, conforme definido no Subcapítulo 2.2.

A primeira estrutura a ser apresentada trata-se de um pilar encastrado isolado, de 4 metros de altura, com secção de dimensões 0.30x0.40 m². Na Figura 10, apresenta-se o primeiro modo de encurvadura da estrutura, modelada através do software Robot.

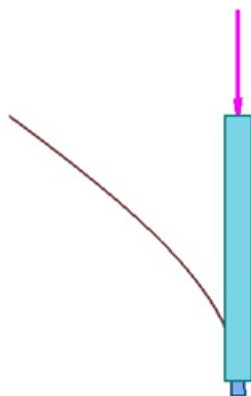


Figura 10 – 1º modo de encurvadura de um pilar isolado modelado em Robot

Para uma carga vertical concentrada no topo do pilar de 1000 kN, o valor do coeficiente crítico fornecido pelo software é igual a 7.70648, correspondendo a um valor de carga crítica igual a 7706.48 kN. Utilizando a fórmula de Euler, o valor da carga de encurvadura para esta estrutura é de 7648.94 kN. Assim, o erro do resultado fornecido pelo Robot é de 0.75 %, demonstrando que, para a estrutura em causa, o resultado é bastante próximo do valor teórico.

Seguidamente, apresenta-se a 2ª estrutura deste estudo: um pórtico simples de um piso, com 4 metros de altura e vão de 6 metros. Os pilares possuem dimensões idênticas às do pilar isolado, 0.30x0.40 m², e são ligados por uma viga de rigidez elevada. Na Figura 11, é exibido o modelo da estrutura no Robot, assim como o primeiro modo de encurvadura fornecido pelo software.

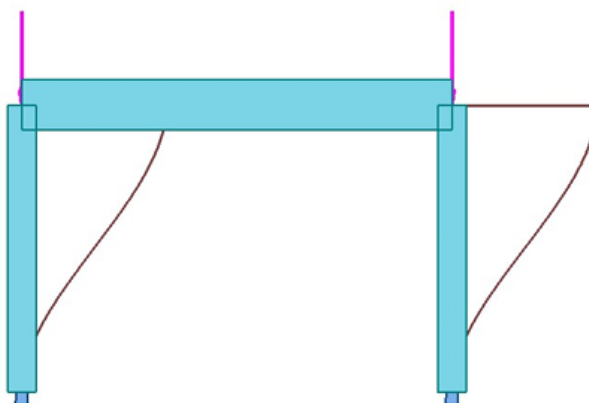


Figura 11 – 1º modo de encurvadura de um pórtico modelado em Robot

A utilização de uma viga de rigidez elevada para este exemplo permite considerar os pilares como encastrados na viga, uma vez que esta não sofre deformações. Assim, o valor do comprimento efetivo dos pilares é igual a 4 metros, conforme o caso e) da Figura 6, permitindo a utilização direta da fórmula de Euler para esta estrutura.

Para duas cargas concentradas de 1000 kN, o valor do coeficiente crítico obtido através da análise de encurvadura feita pelo Robot é de 30.8746, correspondendo a uma carga de encurvadura de 61749.2 kN. Utilizando a fórmula de Euler, obtemos uma carga de encurvadura de 61191.5 kN. O erro do resultado do Robot, em comparação com o valor teórico, corresponde a 0.91%.

A partir dos resultados obtidos, demonstrou-se por meio de modelos simples que o Robot fornece resultados muito próximos dos teóricos, uma vez que os erros são inferiores a 1%, revelando-se como uma alternativa fiável ao cálculo da carga de encurvadura de estruturas.

2.4. ESBELTEZA E ESBELTEZA LIMITE

A esbelteza de um elemento é uma característica geométrica que permite caracterizar a sensibilidade dos pilares aos efeitos de 2ª ordem. Esta é definida através do coeficiente de esbelteza, que pode ser determinado através do quociente entre o comprimento efetivo do elemento e o raio de giração da secção de betão não fendilhada, conforme a Equação (2.6).

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (2.6.)$$

em que:

- l_0 é o comprimento efetivo do elemento, definido no Subcapítulo 2.2;
- i é o raio de giração da secção de betão não fendilhada.

Em geral, os efeitos de 2ª ordem poderão ser ignorados se representarem menos de 10% dos efeitos de primeira ordem correspondentes [2]. Para elementos isolados, o EC2 refere um critério simplificado para efeitos de 2ª ordem, baseado na esbelteza limite do elemento, para o qual esses efeitos podem ser desprezados sem que seja necessária a quantificação dos mesmos:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (2.7.)$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \quad (2.8.)$$

em que:

- $A = 1/(1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef})$, se φ_{ef} não é conhecido, pode utilizar-se $A=0,7$;
- $B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$, se ω não é conhecido, pode utilizar-se $B=1,1$;
- $C = 1,7 - r_m$, se r_m não é conhecido, pode utilizar-se $C=0,7$;
- φ_{ef} é um coeficiente de fluência efetivo;
- $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é a taxa mecânica de armadura;
- A_s é a área total das armaduras longitudinais;
- $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é o esforço axial reduzido;
- $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ é a razão de momentos de primeira ordem nas extremidades, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

r_m deverá ser considerado positivo para o caso de os momentos de primeira ordem produzirem tração no mesmo lado e negativo para os casos contrários. Em elementos contraventados nos quais os momentos de primeira ordem resultam predominantemente de imperfeições geométricas ou de ações transversais, assim como elementos não contraventados em geral, r_m deverá assumir o valor de 1.0.

Relativamente a edifícios, o EC2 indica um critério para o qual os efeitos globais de 2ª ordem poderão ser ignorados sem que seja necessária a sua quantificação, mas apenas é válido para estruturas contraventadas por elementos de elevada rigidez.

2.5. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Uma das ações a considerar em análises de 2ª ordem são as imperfeições geométricas, uma vez que estas contribuem para o agravamento da deformação da estrutura. As imperfeições geométricas representam desvios na execução das estruturas em obra e podem ser modeladas, de acordo com o EC2, por uma inclinação da estrutura, θ_i , obtida através da Equação (2.10).

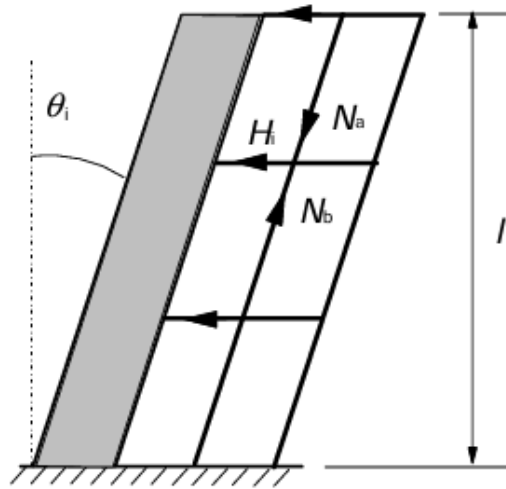


Figura 12 – Exemplo do efeito das imperfeições geométricas num edifício

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (2.10.)$$

em que:

- θ_0 é um valor básico igual a 1/200;
- $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$ coeficiente de redução relativo ao comprimento ou altura, $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;
- $\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + 1/m)}$ coeficiente de redução relativo ao número de elementos;
- l é o comprimento ou altura em metros;
- m é o número de elementos verticais que contrinuem para o efeito total.

A definição de l e m depende do efeito considerado, para o qual é possível distinguir três casos, conforme estabelecido no EC2:

- Efeito num elemento isolado: l = comprimento real do elemento, $m = 1$;
- Efeito num sistema de contraventamento: l = altura do edifício, m = número de elementos verticais que transmitem a força horizontal ao sistema de contraventamento;
- Efeito nos pavimentos de contraventamento ou nos diafragmas de coberturas que distribuem as cargas horizontais: l = altura do piso, m = número de elementos verticais no(s) piso(s) que transmitem a força horizontal total aplicada ao pavimento.

Para estruturas, o efeito da inclinação θ_i poderá ser representado por forças horizontais a atuar ao nível do piso, obtidas conforme a Equação (2.11.)

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \quad (2.11.)$$

Em que $(N_b - N_a)$, tal como representado na Figura 14, corresponde ao incremento do esforço axial nos pilares, proveniente das cargas atuantes nas vigas e no pavimento.

2.6. FLUÊNCIA

A deformação por fluência deve ser considerada em análises de 2ª ordem, uma vez que esta se processa ao longo do tempo sob uma tensão constante aplicada no betão, agravando as deformações nos elementos da estrutura [3].

A fluência ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados e depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição do betão, da idade do betão no primeiro carregamento, bem como da duração e da intensidade das diferentes ações aplicadas [4] e [2].

O EC2 propõe uma simplificação para a duração do carregamento, através de um coeficiente de fluência efetivo (φ_{ef}), que, utilizado em conjunto com a ação de cálculo, produz uma deformação por fluência (curvatura) correspondente à ação quase-permanente [2]. O coeficiente de fluência efetivo pode ser obtido de acordo com a Equação (2.12.).

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (2.12.)$$

em que:

- $\varphi_{(\infty, t_0)}$ é o coeficiente de fluência, de acordo com (3.1.4) do EC2;
- M_{0Eqp} é o momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente (SLS, estado limite de utilização);
- M_{0Ed} é o momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo (ULS, estado limite último).

Caso a razão (M_{0Eqp} / M_{0Ed}) varie ao longo do elemento ou estrutura, deverá adotar-se a secção de momento máximo ou admitir-se uma média entre secções críticas. De acordo com o EC2, o efeito da fluência poderá ser ignorado, ou seja, poderá admitir-se $\varphi_{ef} = 0$, se forem cumpridas as seguintes condições:

- $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$;
- $\lambda \leq 75$;
- $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$.

Em que h é a altura da secção transversal na direção estudada.

3

MÉTODOS DO EC2 PARA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS

3.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como finalidade a apresentação dos dois métodos indicados pelo Eurocódigo 2 (EC2) para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem, abordados neste trabalho: o Método da Rigidez Nominal (MRN) e o Método da Curvatura Nominal (MCN). Será feita uma apresentação dos conceitos fundamentais de cada método, as diferenças entre ambos e uma descrição do seu processo de aplicação passo a passo.

As estruturas de betão armado apresentam um comportamento não-linear que está associado a dois aspetos: o comportamento físico não-linear dos materiais aço e betão, devido à fendilhação, à fluência do betão e à cedência das armaduras, e o comportamento geometricamente não-linear, associado ao estabelecimento do equilíbrio da estrutura na configuração deformada [4].

Em rigor, apenas com uma análise não-linear completa (geométrica e fisicamente não-linear) é possível avaliar a resposta e a distribuição dos esforços finais nas estruturas. No dia a dia de um engenheiro, com prazos de entrega de projeto reduzidos, uma análise não-linear rigorosa é por vezes difícil, pelo menos em projetos de edifícios correntes e sem grande complexidade.

O EC2 apresenta dois métodos simplificados para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem: o Método da Rigidez Nominal (MRN), baseado numa rigidez modificada que considera os efeitos fisicamente não-lineares decorrentes da fissuração do betão, e o Método da Curvatura Nominal (MCN), baseado numa curvatura fictícia na secção de cada pilar. O MRN pode ser aplicado tanto a estruturas como a elementos isolados, enquanto o MCN é principalmente adequado para aplicação em elementos isolados, uma vez que quantifica o efeito de 2ª ordem isoladamente para cada pilar. Contudo, o EC2 permite a utilização do MCN na totalidade das estruturas, desde que sejam consideradas hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas [2]. Todavia, não fornece quaisquer especificações sobre como esta distribuição deve ser efetuada.

3.2. MÉTODO BASEADO NUMA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)

A primeira metodologia a ser apresentada é o MRN, que consiste em realizar uma análise geometricamente não linear, adotando uma estimativa da rigidez nominal de forma a simular os efeitos fisicamente não lineares do betão e do aço, descritos na introdução do presente capítulo.

3.2.1. RIGIDEZ NOMINAL

De acordo com o EC2, a estimativa da rigidez nominal de elementos comprimidos de secção transversal qualquer é dada por:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (3.1.)$$

em que:

- E_{cd} é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;
- I_c é momento de inércia da secção transversal de betão;
- E_s é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;
- I_s é o momento de inércia das armaduras em relação ao centro da área do betão;
- $k_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$ é um coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação, da fluência, etc;
- $k_s = 1,0$ é um coeficiente que tem em conta a contribuição das armaduras;
- $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \text{ (MPa)}$ é um coeficiente que depende da classe de resistência do betão;
- $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,2$ é um coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza.

Caso o coeficiente de esbelteza não esteja definido, poderá adotar-se:

- $k_2 = n \cdot 0,3 \leq 0,2$

O EC2 indica ainda a seguinte alternativa simplificada para os coeficientes k_s e k_c , desde que $\rho \geq 0.01$:

- $k_s = 0$;
- $k_c = \frac{0,3}{(1+0,5 \cdot \varphi_{ef})}$

3.2.2. EFEITOS DESFAVORÁVEIS DA FENDILHAÇÃO DAS VIGAS

Nas estruturas hiperestáticas deverão considerar-se os efeitos desfavoráveis da fendilhação dos elementos adjacentes aos pilares, isto é, as vigas. A Equação (3.1.), descritas anteriormente, não se aplica a esses elementos.

A fendilhação parcial e a contribuição do betão tracionado deverão então ser consideradas. A fendilhação ocorre quando a máxima tração na secção atinge a resistência à tração do betão, ou seja, para um valor de momento de fendilhação, M_{cr} , dado por:

$$M_{cr} \approx f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (3.2.)$$

A análise de uma secção em estado fendilhado é feita recorrendo às equações de equilíbrio, compatibilidade e às relações constitutivas, adotando-se como simplificação as seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas após a fendilhação, o que implica que a deformação varie linearmente ao longo da altura da secção;
- Despreza-se a resistência do betão à tração;

- Admite-se uma variação linear tensão-deformação do betão na zona comprimida [4].

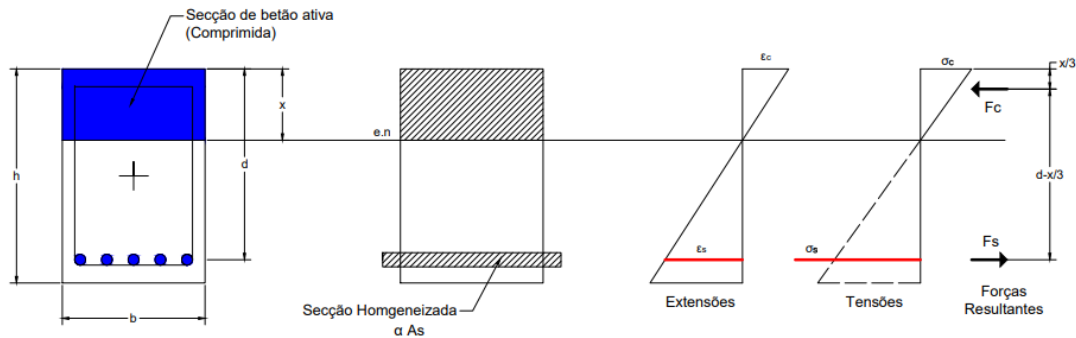


Figura 13 – Seção de uma viga em estado fendilhado

$$y_g = \frac{S_{cc} + \alpha_e S_s}{A_{ci}} = \frac{\frac{bx^2}{2} + \alpha_e A_s d}{bx + \alpha_e A_s} = x \quad (3.3.)$$

$$\frac{bx^2}{2} + \alpha_e A_s x - \alpha_e A_s d = 0 \quad (3.3.1)$$

$$x = \dots \quad (3.3.2)$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e A_s (x - d)^2 \quad (3.4.)$$

Para além do efeito da fendilhação, a rigidez deverá basear-se num módulo efetivo do betão, de forma a ter em conta o efeito da fluência deste material:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (3.5.)$$

em que:

- E_{cd} é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão ($=E_{cm}/1.2$);
- φ_{ef} é o coeficiente de fluência efetivo (poderá utilizar-se o valor considerado para os pilares).

3.2.3. METODOLOGIA PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

De acordo com o Anexo H do EC2, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser quantificados analisando a estrutura para forças horizontais fictícias majoradas, $F_{H,Ed}$, de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \quad (3.6.)$$

em que:

- $F_{H,0Ed}$ é a força horizontal de primeira ordem devida ao vento, às imperfeições geométricas, etc.;
- $F_{V,Ed}$ é a carga vertical total nos elementos contraventados e de contraventamento;
- $F_{V,B}$ é a carga global nominal de encurvadura.

A amplificação da força horizontal é materializada através da multiplicação da carga horizontal atuante na estrutura por um coeficiente β_2 , definido por:

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \quad (3.7.)$$

A carga global nominal de encurvadura, $F_{V,B}$, é definida para edifícios contraventados no Anexo H.1 do EC2, tendo em conta a flexão e o esforço transverso globais, e ainda uma alternativa simplificada caso as deformações globais de esforço transverso sejam desprezáveis, utilizando-se para ambas os valores nominais de rigidez de acordo com 3.2.1, incluindo os efeitos de fluência. No caso de edifícios exclusivamente porticados, o EC2 não fornece indicações para a determinação desta carga, pelo que é sempre necessário a utilização do software de cálculo estrutural Robot, para determinação da mesma neste tipo de edifícios.

Assim, para obter o fator de amplificação das forças horizontais β_2 , é necessário calcular a carga de encurvadura nominal e, portanto, considerar nos elementos de BA rigidezes nominais (em vez das usuais rigidezes elásticas). A estimativa da rigidez nominal, como descrito no Subcapítulo 3.1.1, tem em conta a contribuição das armaduras finais do elemento. Uma vez que na fase inicial ainda não são conhecidos os esforços finais na estrutura tendo em conta os efeitos de 2ª ordem, o processo para obter a rigidez nominal, a carga de encurvadura nominal e a amplificação das ações horizontais no edifício tem de ser iterativo.

O processo iterativo utilizado em todos os casos de estudo deste trabalho é descrito pela seguinte sequência de passos:

- i. Inicialmente consideram-se apenas os esforços de cálculo de primeira ordem, decorrentes das ações verticais e horizontais instaladas, mas sem a amplificação pelo fator β_2 .
- ii. Seguidamente pré-dimensionam-se as armaduras para os esforços determinados em (i), e calculam-se as correspondentes rigidezes nominais e fendilhadas para os pilares e vigas, respetivamente. Introduzem-se essas rigidezes no software de cálculo ROBOT e calcula-se a carga de encurvadura nominal e o correspondente β_2 .
- iii. Amplificam-se as forças horizontais com o β_2 e verifica-se se as armaduras dimensionadas em (ii) se adequam aos novos esforços de cálculo amplificados.

- iv. Normalmente na primeira iteração a armadura pré-dimensionada é insuficiente para os esforços amplificados. Procede-se a um novo dimensionamento da armadura e repete-se todo o processo, o número de iterações necessárias, até que o valor de β_2 convirja para um valor final estável.

Como pode ser constatado pelo processo descrito, apesar de o método ser simplificado, a sua aplicação a estruturas exclusivamente porticadas acaba por ser complexa e demorada, com alterações elemento a elemento, uma vez que a cada elemento corresponde uma armadura diferente e, conseqüentemente, uma rigidez nominal também diferente. Assim, quanto mais elementos tiver o edifício a aplicação do método iterativo torna-se pouco cómoda, e é propícia a erros dada a quantidade de variáveis a ser alterada entre iterações.

No entanto, e apesar da sua relativa complexidade, o método permite a quantificação dos efeitos de 2ª ordem de forma global, uma vez que o faz através de uma carga horizontal amplificada que atua em toda a estrutura, fazendo com que o método, de certa forma, se torne sensível às diferenças de rigidez entre os vários elementos da mesma, conduzindo a resultados mecanicamente coerentes.

3.2.4. INFLUÊNCIA DAS VIGAS NA CARGA DE ENCURVADURA DE UM EDIFÍCIO

Ao contrário dos pilares, as vigas têm ao longo do seu comprimento variações da armadura de flexão, nomeadamente nas armaduras inferiores para momentos positivos, e nas armaduras superiores para momentos negativos, estas últimas associadas às zonas dos apoios. Para além destas três secções principais de armadura nas vigas, normalmente parte da armadura de flexão dimensionada para os momentos máximos em cada uma das secções é interrompida em zonas de momentos menores. Na Figura 16 e 17, ilustra-se o aspeto típico de um diagrama de momentos fletores de cálculo e a correspondente distribuição de armaduras, respetivamente, numa viga contínua de três vãos.

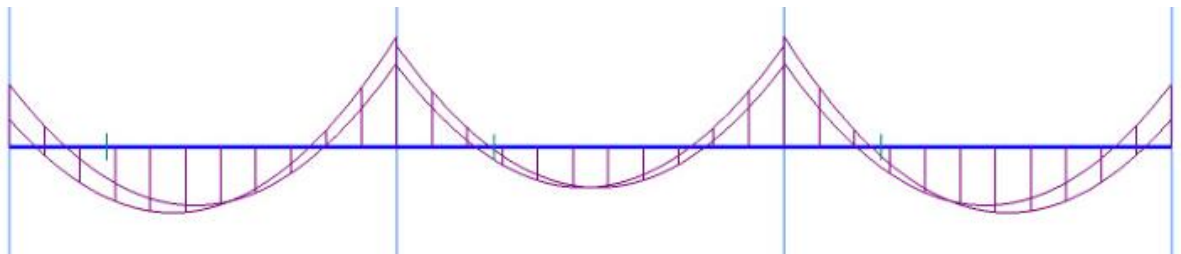


Figura 14 – Diagrama de momentos típico de uma viga contínua de três vãos

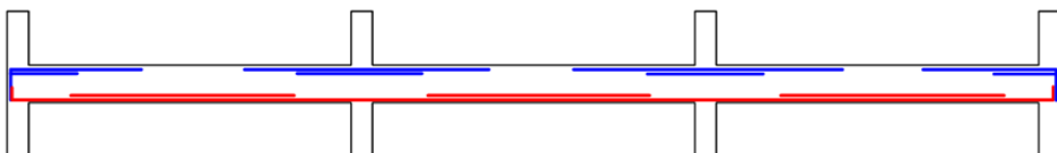


Figura 15 – Distribuição de armadura típica de uma viga contínua de três vãos

Como referido anteriormente, na aplicação do MRN deverão ser considerados os efeitos de fendilhação nas vigas. Tendo uma viga tantas variações da armadura de flexão, seria em princípio necessário dividir a viga em várias secções e calcular a rigidez fendilhada para cada uma, aumentando assim o número de elementos a considerar no processo iterativo, o que não é cómodo, dado o processo iterativo demorado e complexo do MRN descrito anteriormente.

Num estudo realizado por Rafael dos Santos na sua Dissertação de Mestrado, onde se analisou a influência das vigas e da sua rigidez fendilhada no valor da carga nominal de encurvadura, concluiu-se que a divisão da viga em zonas com rigidezes fendilhadas distintas pode ser dispensável, e poderá ser assumida uma rigidez fendilhada constante ao longo do seu comprimento igual à rigidez dos apoios, uma vez que conduz à mesma carga de encurvadura nominal do edifício [5].

Assim, com base nessa referência, considerou-se, para as vigas em todos os casos de estudo deste trabalho, apresentados nos capítulos subsequentes, uma rigidez fendilhada constante ao longo da viga. Para os vãos centrais, a rigidez é igual à da zona dos apoios, enquanto para os vãos extremos, é igual à média das rigidezes dos apoios. Esta abordagem simplifica a modelação da estrutura e o processo iterativo associado ao MRN.

3.3. MÉTODO BASEADO NUMA CURVATURA NOMINAL (MCN)

O segundo método a ser apresentado é o MCN, que consiste numa análise elástica linear da estrutura, adicionando de forma simplificada esforços fictícios para ter em conta, de forma indireta, os efeitos físicos e geometricamente não lineares [4]. O esforço adicional fictício, ou momento nominal de 2ª ordem, é obtido através da multiplicação da estimativa de um deslocamento de 2ª ordem, e_2 , pelo esforço axial de cálculo no elemento comprimido, N_{Ed} .

3.3.1. CURVATURA NOMINAL E DESLOCAMENTO DE 2ª ORDEM,

Segundo o EC2, o deslocamento de 2ª ordem, pode ser obtido a partir da estimativa da curvatura máxima do elemento comprimido, $1/r$, do seu comprimento efetivo e de um coeficiente c , dependente da distribuição da curvatura ao longo do elemento.

$$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2/c \quad (3.8.)$$

Para secções transversais constantes, utiliza-se geralmente $c = 10 \approx \pi^2$. Para o mesmo caso de secções constantes e simétricas, a estimativa da curvatura máxima pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (3.9.)$$

em que:

- K_r é o fator de correção dependente do esforço normal;
- K_φ é o coeficiente que tem em conta a fluência;
- $1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0,45 \cdot d)$;
- d é a altura útil.

Para o fator K_r , deverá adotar-se:

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (3.10.)$$

em que:

- $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$ é o esforço normal reduzido;
- $n_u = 1 + \omega$;
- $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$;
- A_s é a área total da secção das armaduras;
- A_c é a área da secção transversal de betão.

O efeito da fluência é considerado através do coeficiente K_φ , determinado através da seguinte expressão:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (3.11.)$$

em que:

- φ_{ef} é o coeficiente de fluência efetivo;
- $\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$;
- λ é o coeficiente de esbelteza.

3.3.2. METODOLOGIA PARA QUANTIFICAÇÃO DE EFEITOS DE 2ª ORDEM

Após a obtenção do valor do momento nominal de 2ª ordem, este deve ser sobreposto com o valor de momento de 1ª ordem, a fim de obter o momento de cálculo resultante M_{Ed} :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (3.12.)$$

em que:

- M_{0Ed} é o momento de primeira ordem, incluindo o efeito de imperfeições.
- M_2 é o momento nominal de 2ª ordem.

Tal como o MRN, o MCN exige um processo iterativo para determinação dos efeitos de 2ª ordem no elemento. Isto deve-se ao facto de, na estimativa da curvatura máxima ($1/r$), ser necessário conhecer a área de aço das armaduras dimensionadas para os esforços finais, ou seja, considerando já os efeitos de 2ª ordem sobrepostos com os de primeira ordem. Na fase inicial, esses efeitos ainda são desconhecidos.

A essência do processo iterativo do MCN é semelhante à do MRN, mas consideravelmente mais simples, uma vez que o método quantifica individualmente o momento de 2ª ordem de cada pilar:

- i. Inicialmente consideram-se os esforços de 1ª ordem provenientes das ações verticais e horizontais;

- ii. Determinam-se as armaduras ajustadas aos esforços considerados em (i) e calcula-se o deslocamento de 2ª ordem pelo MCN;
- iii. Após obter o valor do deslocamento de 2ª ordem, determina-se o momento de 2ª ordem. Este é então sobreposto ao momento de primeira ordem, obtendo-se assim os esforços finais;
- iv. É necessário verificar se a armadura inicialmente dimensionada é adequada para os esforços finais obtidos em (iii). Geralmente, na primeira iteração, a armadura inicial não é suficiente. Uma nova armadura é então dimensionada para os esforços finais e o processo é repetido até que ocorra a convergência do método.

Ao contrário do MRN, o processo do MCN, no contexto de estruturas exclusivamente porticadas, requer o uso de um programa de cálculo estrutural apenas para a determinação dos esforços de 1ª ordem. A partir desse ponto, ao dispor de uma folha Excel programada com as fórmulas do método, o processo torna-se extremamente rápido, sendo muito mais conveniente do que o MRN.

A sobreposição dos efeitos de 2ª ordem com os efeitos de 1ª ordem deve ser realizada na secção crítica do elemento comprimido, ou seja, na secção onde se prevê o deslocamento máximo. É importante notar que essa sobreposição pode ser diferente nas duas direções a serem analisadas, x e y, dependendo se as mesmas estão contraventadas ou não, conforme demonstrado na Figura 18.

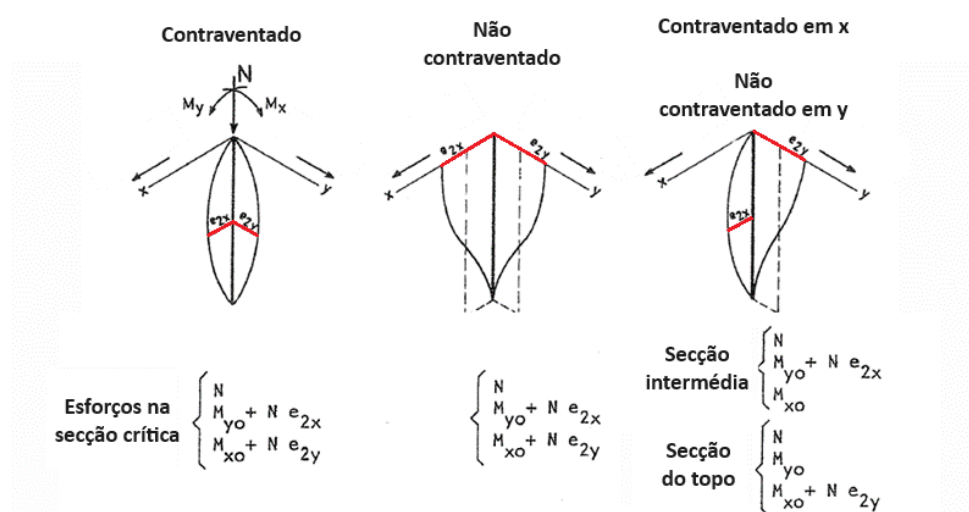


Figura 16 – Seção crítica de pilares na direção x e y

Recordando o que foi exposto no Capítulo 2, a encurvadura de um pilar num edifício contraventado com paredes de elevada rigidez é localizada, podendo ocorrer encurvaduras para diferentes direções em pilares do mesmo edifício. Assim, neste tipo de edifícios, a quantificação dos efeitos globais de 2ª ordem diz respeito aos elementos de elevada rigidez, mas é sempre necessário avaliar individualmente cada pilar devido à possibilidade de instabilidade local. A encurvadura local num edifício contraventado apresenta-se conforme representado na Figura 1. Neste caso, a deformação do pilar instabilizado corresponde ao primeiro caso da Figura 18, onde a secção crítica do pilar está aproximadamente a meio da sua altura. A aplicação do MCN nos pilares deste tipo de edifícios não gera qualquer dúvida.

No caso de edifícios não contraventados, devido à ausência de elementos de elevada rigidez que restrinjam as ações horizontais na sua estrutura, a encurvadura é global e afeta todos os pilares, deformando

todo o edifício como representado na Figura 2. Neste tipo de estruturas, a secção crítica dos pilares está localizada ao nível do piso, ou seja, na extremidade superior do pilar, conforme ilustrado no 2º caso da Figura 18. Devido à deformação global nos edifícios não contraventados, o deslocamento de 2ª ordem calculado ao nível dos pisos através do MCN, deveria ser uniforme em todos os pilares devido ao efeito de diafragma das lajes. Contudo, conforme evidenciado no Subcapítulo 3.2.2, o valor do deslocamento de 2ª ordem é fortemente influenciado pelas dimensões da secção transversal do pilar, pelo esforço axial atuante e pela armadura dimensionada, parâmetros que variam de pilar para pilar num edifício. Este facto levanta dúvidas sobre a utilização do MCN em estruturas exclusivamente porticadas, uma vez que sugere possíveis diferenças nos valores de deslocamento de 2ª ordem de pilares pertencentes ao mesmo piso mas com características diferentes, o que é mecanicamente impossível.

Assim sendo, o MCN é principalmente adequado para aplicação em elementos isolados. Contudo, considerando que o EC2 permite a aplicação do MCN à totalidade das estruturas, torna-se relevante estudar a sua aplicabilidade em edifícios exclusivamente porticados, com o intuito de compreender o fundamento da recomendação do EC2 relativa à distribuição realista das curvaturas, a qual foi deixada em aberto. Além disso, como referido no 1º Capítulo, o EC2 não fornece indicações para o cálculo da carga de encurvadura nominal neste tipo de edifícios, o que impede o uso do MRN sem depender de um programa de cálculo estrutural.

4

UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL E DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL: ESTUDO COMPRATIVO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresentar-se-á um estudo comparativo centrado na aplicação dos dois métodos simplificados referidos no EC2 para quantificação dos efeitos de 2ª ordem: o Método da Rigidez Nominal (MRN) e o Método da Curvatura Nominal (MCN). O principal objetivo deste estudo consiste numa primeira avaliação da aplicabilidade do MCN em edifícios porticados, utilizando para o efeito uma estrutura de características “ideais” e tendo como referência o estudo da mesma através do MRN. Como referido no Capítulo 3, pelo facto de o MRN quantificar os efeitos de 2ª ordem de uma forma global, é mais adequado para estruturas deste tipo, fornecendo resultados coerentes e servindo como método de referência para este estudo. Desta forma, procurar-se-á através de uma estrutura idealizada e simples retirar conclusões sobre os resultados que se podem obter com a aplicação dos dois métodos, de uma forma rápida e prática, e que possam servir como base para os posteriores casos de aplicação final a edifícios porticados.

A estrutura estudada é um pórtico 2D de apenas um piso, composto por dois pilares e por uma viga que os liga, representada na Figura 19.

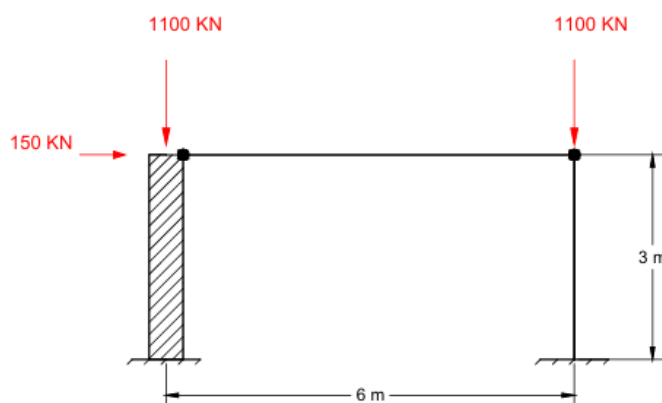


Figura 17 – Estrutura de características ideais

O pilar esquerdo e o pilar direito têm dimensões transversais diferentes, 0.30x0.55 m² e 0.30x0.40 m², respectivamente, sendo o primeiro 2.6 vezes mais rígido (em termos elásticos) do que o segundo. Esta diferença de rigidez entre os dois pilares da estrutura, realçada através da diferença de espessuras na Figura 19, permite uma primeira avaliação da aplicabilidade do MCN para pilares de secções contrastantes.

As cargas verticais são concentradas nos pilares e a viga é simplesmente apoiada, servindo apenas como ligação dos dois pilares e impondo deslocamentos iguais ao nível do piso. Nestas condições, apenas os pilares ficam sujeitos a momentos fletores, permitindo que a modelação da estrutura seja mais simples, obtendo-se um diagrama focado apenas nos pilares, uma vez que as vigas têm pouca influência nos efeitos de 2ª ordem, como referido no Subcapítulo 3.1. Esta estrutura simples permitirá facilmente avaliar e alterar parâmetros específicos, de forma a obter resultados rápidos e conclusões que sirvam de base para posteriores estudos de maior escala.

Tanto as cargas aplicadas como as secções dos pilares foram arbitradas, tendo como objetivo obter valores de percentagem de armadura próximos de 1%. Neste primeiro estudo apresenta-se em detalhe cada iteração dos processos de utilização dos dois métodos MRN e MCN, de forma a enquadrar a aplicação das metodologias descritas no Capítulo 3, e procurando observar e discutir as diferenças de resultados que forem encontradas.

4.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)

Na aplicação do MRN, a abordagem utilizada para o processo iterativo foi a referida no Subcapítulo 3.3. Para a estrutura em estudo, a convergência do método foi alcançada na 5ª iteração, para um valor de β_2 igual a 1.27, como observável na Tabela 1, que expõe também a variação da percentagem de armadura e o correspondente fator de redução de rigidez, ou seja, razão entre rigidez nominal e elástica, ao longo das 5 iterações.

Tabela 1 – Resultados do processo iterativo do MRN – estrutura de características ideais

Iteração	Pilar 0.30x0.55 m ²		Pilar 0.30x0.40 m ²		β_2
	ρ (%)	Redução de Rigidez	ρ (%)	Redução de Rigidez	
1	1	0.16	0.5	0.12	1.43
2	1.84	0.27	1.04	0.18	1.23
3	1.46	0.22	0.81	0.15	1.29
4	1.53	0.24	0.88	0.16	1.27
5	1.53	0.24	0.88	0.16	1.27

Como pode ser observado pelos resultados da Tabela 1, as rigidezes nominais determinadas pelo MRN correspondem a reduções drásticas das rigidezes elásticas dos pilares, com valores que rondam os 20% da rigidez inicial.

O valor de β_2 obtido corresponde a uma amplificação de 27% das forças horizontais, que se traduz, para a estrutura em estudo, numa amplificação de 27% do momento fletor de 1ª ordem nos pilares, como pode ser constatado na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultado dos efeitos de 2ª ordem utilizando o MRN – estrutura de características ideais

(kNm)	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento final
Pilar 0.30x0.55 m ²	326	89	415
Pilar 0.30x0.40 m ²	124	34	158

Desde já, observa-se uma coerência nos valores obtidos pelo MRN, onde os efeitos de 2ª ordem são repartidos de acordo com a rigidez elástica relativa dos pilares, uma vez que o pilar de dimensões 0.30x0.55 m² é 2.6 vezes mais rígido (em termos elásticos) que o pilar 0.30x0.40m² e essa relação verifica-se entre os respetivos momentos de 2ª ordem obtidos pelo MRN.

4.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)

Relativamente à aplicação do MCN, a abordagem utilizada para o processo iterativo foi a referida no Subcapítulo 3.2. Para a estrutura em estudo, a convergência do MCN foi alcançada na 3ª iteração para ambos os pilares, revelando-se mais rápido que o MRN, como pode ser observado na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados do processo iterativo do MCN – estrutura de características ideais

Iteração	Pilar 0.30x0.55 m ²		Pilar 0.30x0.40 m ²	
	ρ (%)	e2 (cm)	ρ (%)	e2 (cm)
1	1	4.64	0.5	4.71
2	1.3	4.64	1.1	4.93
3	1.3	4.64	1.1	4.93

Um dos aspetos destacados no Capítulo 3, relativamente à aplicação do MCN em estruturas não contra-ventadas, foi a possibilidade de haver diferenças entre os deslocamentos de 2ª ordem ao nível do piso para pilares de secções contrastantes. Na estrutura em estudo, os resultados de excentricidade de 2ª ordem revelaram-se diferentes nos dois pilares, indicando uma incoerência do método, ainda que, neste caso, não sejam muito pronunciadas.

As excentricidades de 2ª ordem obtidas deram origem aos valores de momentos flectores de 2ª ordem e momentos totais descritos na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultado dos efeitos de 2ª ordem utilizando o MCN – estrutura de características ideais

(kNm)	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento final
Pilar 0.30x0.55 m2	326	51	377
Pilar 0.30x0.40 m2	124	54	178

No que diz respeito aos momentos de 2ª ordem fornecidos pelo MCN, não é verificada a mesma lógica do MRN, uma vez que os efeitos repartidos pelos dois pilares são bastante próximos, sendo que o pilar menos rígido até fica sujeito a um momento de 2ª ordem ligeiramente maior que o pilar mais rígido, indicando mais uma incoerência do método.

Como referido no Subcapítulo 3.2, o MCN quantifica de forma individual os efeitos de cada pilar, através de uma excentricidade de 2ª ordem fictícia que depende em grande parte das dimensões da secção transversal do mesmo, ignorando por completo a estrutura que a ele é adjacente. Este facto explica a incoerência do método, que leva a valores muito próximos de momento de 2ª ordem em pilares de rigidezes elásticas tão contrastantes.

4.4. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN

Os resultados obtidos para a estrutura em estudo permitem, desde já, retirar algumas conclusões relativamente à comparação dos dois métodos: tomando como referência o MRN, verifica-se que para a estrutura em causa o MCN fornece resultados bastante distantes do método de referência, como observado na Tabela 5, onde é apresentado o erro percentual do MCN relativamente ao MRN, quando se comparam os momentos de 2ª ordem.

Tabela 5 – Comparação de momentos de 2ª ordem fornecidos pelos dois métodos – estrutura de características ideais

Momento de 2ª Ordem (kNm)			
Pilar 0.30x0.55 m²		Pilar 0.30x0.40 m²	
MRN	MCN	MRN	MCN
89	51	34	54
Erro (%)	-42	Erro (%)	+59

Como referido anteriormente, o MCN revelou-se incapaz de repartir os efeitos de 2ª ordem de forma coerente com a relação de rigidez entre os pilares, fornecendo resultados muito próximos para pilares com rigidezes tão distintas. Comparando os dois métodos e considerando o MRN como método de referência, verifica-se que o MCN atribui ao pilar mais rígido um momento de 2ª ordem insuficiente, e um momento excessivo ao pilar menos rígido. Este facto revela uma falha grave por parte do MCN, pois ao quantificar efeitos de 2ª ordem insuficientes em certos elementos, o método torna-se inseguro, fornecendo resultados que levariam a dimensionamentos insuficientes em comparação com o método de referência.

Numa perspetiva de esforços finais, a diferença entre os dois métodos parece atenuar-se um pouco, uma vez que o momento de 2ª ordem representa uma parcela pequena no momento total em cada pilar, como observado no gráfico de barras da Figura 20.

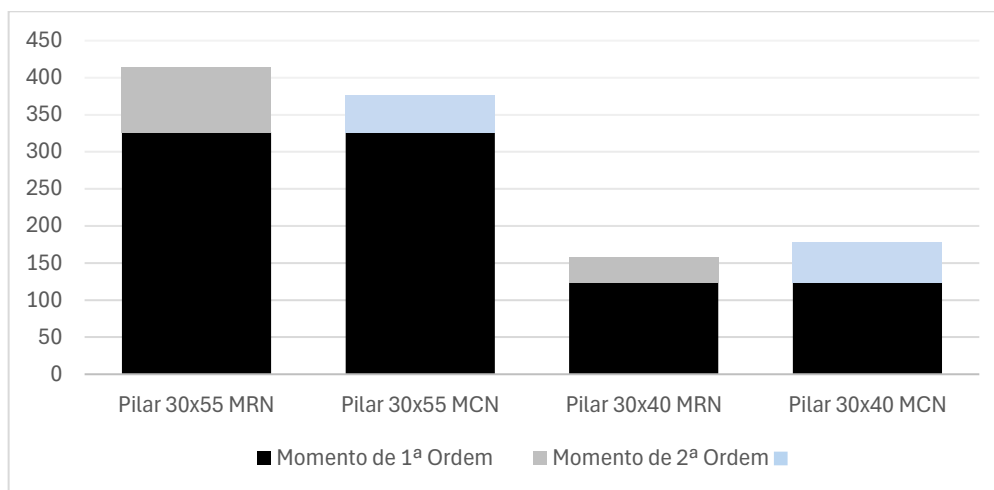


Figura 18 – Gráfico de barras com momentos totais – estrutura de características ideais

No entanto, ao comparar a percentagem de armadura final associada a cada um dos métodos, volta a ser evidente o erro do MCN relativamente ao MRN, como pode ser observado na Tabela 6, com um sobre-dimensionamento do pilar menos rígido ($0.30 \times 0.40 \text{ m}^2$) e colocando em risco a segurança da estrutura no dimensionamento do pilar mais rígido ($0.30 \times 0.55 \text{ m}^2$).

Tabela 6 – Comparação das percentagens de armadura fornecidas pelos dois métodos – estrutura de características ideais

ρ (%)			
Pilar $0.30 \times 0.55 \text{ m}^2$		Pilar $0.30 \times 0.40 \text{ m}^2$	
MRN	MCN	MRN	MCN
1.53	1.30	0.88	1.10
Erro (%)	-15	Erro (%)	+25

4.5. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)

O EC2 refere que o MCN pode ser utilizado para a totalidade da estrutura, mediante hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas [2]. Contudo, não fornece qualquer orientação sobre como essa distribuição deve ser efetuada.

Nesta última secção do presente capítulo procurar-se-á, através dos resultados fornecidos pelo MCN e pelo MRN, encontrar regras práticas que permitam corrigir as conclusões do MCN, com vista a melhorar a respetiva aproximação aos resultados do MRN.

O principal objetivo deste trabalho é tentar aproveitar o que de bom o MCN oferece: a sua facilidade de aplicação. Para tal, serão aproveitados os resultados por ele fornecidos – isto é, os momentos de 2ª ordem totais (M2 total) –, redistribuindo-os utilizando três abordagens diferentes, procurando explorar uma distribuição mais realista dos efeitos de 2ª ordem.

- 1ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos dois pilares, com base nas respectivas rigidezes elásticas relativas.
- 2ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos dois pilares, com base nas respectivas rigidezes nominais relativas.
- 3ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos dois pilares, com base na respectivas médias das rigidezes elásticas e nominais relativas.

Na Figura 21 apresenta-se um gráfico de barras onde estão presentes os erros percentuais de cada abordagem, provenientes deste estudo, tendo mais uma vez como referência o MRN, comparando-os ainda com os valores do MCN sem qualquer correção.

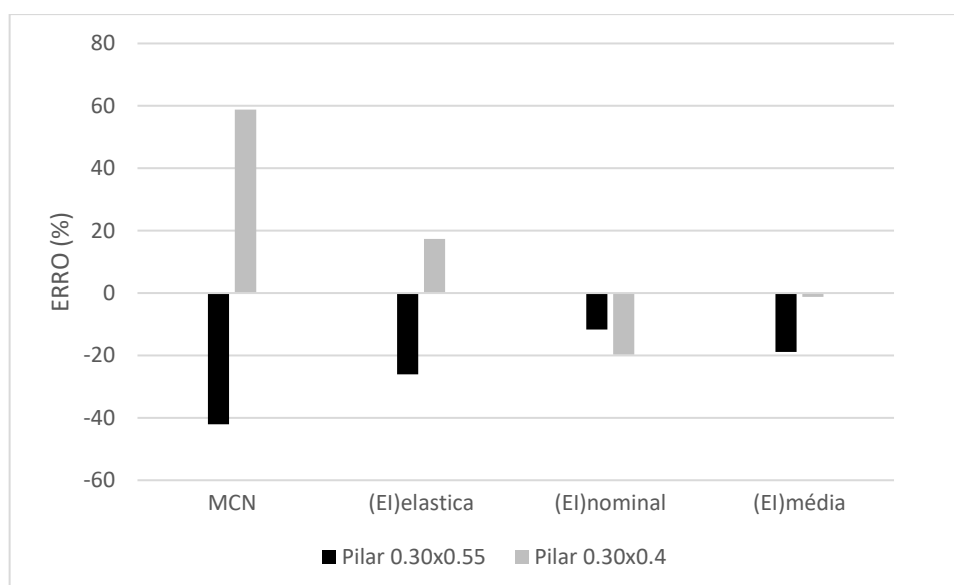


Figura 19 – Gráfico de barras com erros percentuais do estudo paramétrico – estrutura de características ideais

Como pode ser observado, qualquer uma das abordagens fornece resultados mais próximos do MRN do que o MCN sem correções, uma vez que apresentam erros percentuais mais baixos. Contudo, nenhuma delas é completamente segura, visto que os resultados obtidos se mantêm insuficientes comparativamente com o método de referência. Neste caso, o erro começa logo no momento de 2ª ordem total fornecido pelo MCN, uma vez que este é menor do que o obtido pelo MRN, como demonstrado na Tabela 7.

Tabela 7 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – estrutura de características ideais

Momento de 2ª Ordem Total (kNm)	
MRN	MCN
123	105
Erro (%)	-15

A terceira abordagem, distribuição do momento de 2ª ordem total fornecido pelo MCN, através de uma média entre as rigidezes elásticas e nominais relativas, apresenta para esta estrutura os resultados com menor erro. Importa salientar que, através dos valores obtidos, não é desde já possível sugerir a utilização de qualquer uma das abordagens. No entanto, poderá aqui residir uma pista para um possível estudo de calibração do MCN (quando aplicado a estruturas exclusivamente porticadas), uma vez que, sendo inevitável o erro, as três fornecem resultados mais coerentes do que se se utilizar o MCN sem qualquer ajuste, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2.

5

EXEMPLOS DE APLICAÇÃO A EDIFÍCIOS

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como finalidade estender a aplicação do estudo comparativo realizado no Capítulo 4, a estruturas de maior escala e que simulem edifícios reais. Para tal, serão estudados dois edifícios de alturas médias: um primeiro de 4 pisos e o segundo de 6 pisos, ambos com estruturas exclusivamente porticadas, solicitados exclusivamente por ações horizontais decorrentes do vento e das imperfeições geométricas. O objetivo é verificar se as conclusões observadas no Capítulo 4, por comparação dos efeitos de 2ª ordem determinados com base no Método da Rigidez Nominal (MRN) e no Método da Curvatura Nominal (MCN), se mantêm em edifícios reais e com um maior número de variáveis.

5.2. EDIFÍCIO DE 4 PISOS

O primeiro caso de estudo deste capítulo refere-se a um edifício de escritórios de estrutura exclusivamente porticada, com 4 pisos e planta quadrada, conforme ilustrado nas Figuras 22 e 23.

Na análise deste edifício o vento foi considerado a atuar apenas na direção X, e o estudo foi limitado a metade do edifício, compreendendo o pórtico do alinhamento da fachada (A) e o pórtico do alinhamento interior (B). Estas duas considerações permitem simplificar a modelação e visualização do edifício, sem perder realismo, uma vez que o edifício é simétrico em planta.

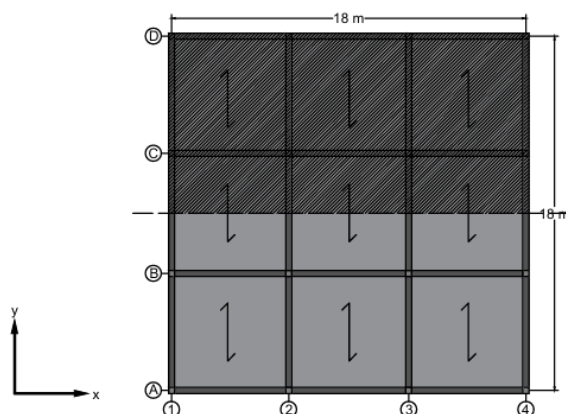


Figura 20 – Planta do edifício de 4 pisos

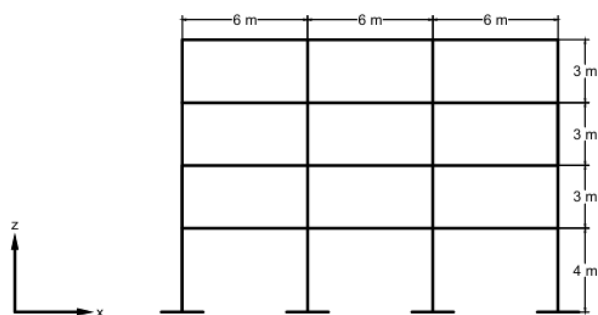


Figura 21 – Vista em alçado do sistema estrutural do edifício de 4 pisos

Como materiais constituintes da estrutura foi admitido um betão de classe C25/30 e um aço de classe A500. Com o objetivo de maximizar os efeitos do vento na estrutura, considerou-se que o edifício seria construído próximo da costa, exigindo, assim, uma classe de exposição do betão XS1.

Para o pré-dimensionamento dos pilares foram utilizados os seguintes critérios:

$$\frac{N_{Ed}}{A_c} = v \cdot f_{cd} \quad (5.1.)$$

- $v \approx (0.5 - 0.6)$ - para pilares extremos
- $v \approx (0.9 - 1.0)$ - para pilares intermédios

em que:

- N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante;
- A_c é a área da secção de betão;
- v é o valor reduzido do esforço normal;
- f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

O valor reduzido do esforço normal (v) utilizado no pré-dimensionamento das secções dos pilares extremos foi obtido através de um processo de tentativa e erro. A ausência de elementos de contraventamento de grande rigidez, como paredes de BA, caixas de elevador ou caixas de escadas, que retenham as ações horizontais, resulta em consideráveis agravamentos dos momentos fletores atuantes de cálculo nos pilares.

Na Figura 24 é ilustrado o diagrama de momentos fletores atuantes no primeiro piso do edifício, proveniente apenas das ações verticais. Na Figura 25 apresenta-se o diagrama de momentos fletores atuantes da mesma estrutura solicitada por ações verticais e por ações horizontais a atuar da esquerda para a direita. É notório, através da comparação das duas figuras, o aumento do momento fletor atuante nos pilares da estrutura devido à presença de ações horizontais.

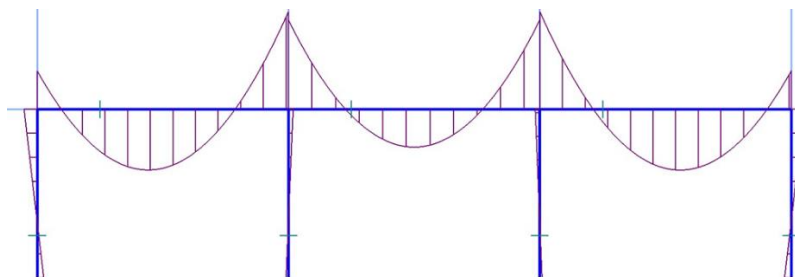


Figura 22 – Diagrama de momentos proveniente apenas das ações verticais

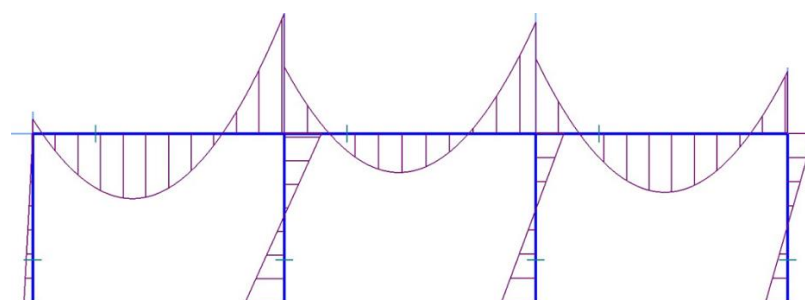


Figura 23 – Diagrama de momentos proveniente das ações verticais e horizontais a atuar apenas da esquerda para a direita

Além do que foi exposto anteriormente, verifica-se que, ao contrário dos pilares intermédios, o momento fletor atuante nos pilares de extremidade não diminui ao longo da altura do edifício. Na Figura 26 apresenta-se o diagrama de momentos fletores atuantes ao longo da altura do edifício, provenientes de ações verticais e horizontais a atuar da esquerda para a direita. Como pode ser observado, o valor do momento fletor atuante nos pilares da extremidade direita não decresce em altura, ao contrário do que ocorre nos pilares intermédios.

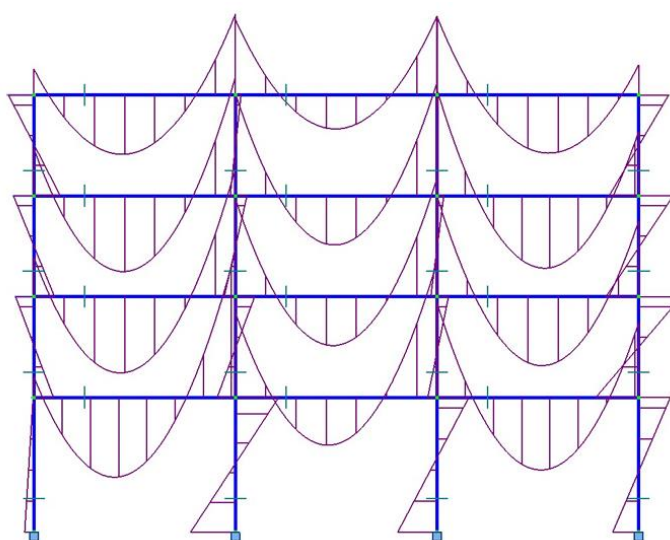


Figura 24 – Diagrama de momentos em todo o edifício de 4 pisos proveniente de ações verticais e horizontais a atuar apenas da esquerda para a direita

Devido ao facto de os pilares de extremidade serem menos solicitados por ações verticais, resultando num esforço axial menor, o seu pré-dimensionamento pelo critério usual $N_{Ed}/Ac \approx 1.0f_{cd}$ conduz a secções de betão reduzidas, principalmente nos pisos superiores onde o esforço axial é ainda menor. Como nestes pilares o momento fletor atuante não decresce ao longo da altura, seria necessário dimensionar áreas de armadura elevadas para compensar a área de betão reduzida, originando taxas de armadura que se afastam dos valores correntes. Dessa forma, o pré-dimensionamento da secção dos pilares de extremidade foi realizado com critérios mais rigorosos, utilizando um valor reduzido do esforço normal (v) inferior ao habitual 1.0, de modo a manter as taxas de armadura dos pilares nos pisos superiores dentro de valores aceitáveis.

Relativamente ao pré-dimensionamento das vigas tomaram-se valores do momento fletor reduzido, μ , no intervalo [0.2-0.3]. Na cobertura do edifício, onde ocorre uma diminuição da carga vertical, seria natural esperar uma redução da secção das vigas. Contudo, diminuir a rigidez das vigas resultaria na transferência de momentos das vigas para os pilares, uma vez que a rigidez dos pilares em relação às vigas aumentaria. Este facto tornaria difícil controlar os momentos atuantes nos pilares de extremidade, que, conforme mencionado anteriormente, não diminuem ao longo da altura. Com a redução da secção das vigas no último piso, os momentos atuantes nesses pilares seriam ainda maiores. Devido a este facto, decidiu-se manter a secção das vigas na cobertura, garantindo assim que os momentos atuantes nos pilares extremos permanecessem dentro de valores aceitáveis.

As lajes do edifício são unidireccionais, conforme ilustrado na Figura 22, com espessura de 0.20 m, e serão representadas indiretamente pelas cargas verticais que introduzem nas vigas, uma vez que nenhum dos métodos MRN e MCN prevê considerações envolvendo explicitamente estes elementos.

As dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas estão indicadas por alinhamento na Tabela 8.

Tabela 8 – Dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas do edifício de 4 pisos

Secções (m×m ²)					
A	Piso	1	2	3	4
	Pilar Extremo	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25
	Pilar Intermédio	0.25x0.30	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25
	Viga	0.25x0.50	0.25x0.50	0.25x0.50	0.25x0.50
B	Piso	1	2	3	4
	Pilar Extremo	0.30x0.30	0.30x0.30	0.25x0.30	0.25x0.30
	Pilar Intermédio	0.30x0.40	0.30x0.30	0.25x0.30	0.25x0.30
	Viga	0.25x0.60	0.25x0.60	0.25x0.60	0.25x0.60

Além do vento na direção X, foram consideradas as seguintes ações no edifício:

- Peso próprio dos pilares e vigas, introduzido automaticamente no Robot;
- Peso próprio da laje: 5 kN/m² (pisos 1-4);

- Revestimentos: 1.5 kN/m² (pisos 1-3) e 2 kN/m² (piso 4);
- Paredes divisórias internas: 1.5 kN/m² (pisos 1-3);
- Paredes de fachada: 9.24 kN/m (pisos 1-3, apenas para o alinhamento A);
- Sobrecarga: 3.0 kN/m² (pisos 1-3) e 0.4 kN/m² (piso 4);
- Imperfeições geométricas.

Destes dados resultam as cargas verticais nas vigas (por metro linear) e as cargas horizontais (concentradas), ao nível de cada piso, conforme indicadas nas Tabelas 9 e 10, para cada um dos alinhamentos em estudo.

Tabela 9 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento A – edifício de 4 pisos

Alinhamento A							
Piso	Vertical na viga (kN/m)					Horizontal por piso (kN)	
	Peso próprio laje	Revestimentos	Paredes divisórias internas	Paredes de fachada	Sobrecarga	Vento	Imperfeições geométricas
1	15	4.5	4.5	9.24	9	11.76	2.06
2	15	4.5	4.5	9.24	9	10.08	2.06
3	15	4.5	4.5	9.24	9	10.08	2.06
4	15	6	-	-	1.2	5.04	1.22

Tabela 10 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento B – edifício de 4 pisos

Alinhamento B						
Piso	Vertical na viga (kN/m)				Horizontal por piso (kN)	
	Peso próprio laje	Revestimentos	Paredes divisórias internas	Sobrecarga	Vento	Imperfeições geométricas
1	30	9	9	18	23.52	3.1
2	30	9	9	18	20.16	3.1
3	30	9	9	18	20.16	3.1
4	30	12	-	2.4	10.08	2.34

Relativamente às combinações de ações, em Estado Limite Último foi unicamente considerada a combinação que considera o vento como ação de base, e a sobrecarga como ação acompanhante, uma vez que como assim se maximiza o valor das ações horizontais, tendencialmente maximizam-se igualmente os efeitos de 2ª ordem pelo MRN. Será então a seguinte a expressão desta combinação:

$$E_d = 1.35 \cdot G_K + 1.5 \cdot (W_k + \psi_0 \cdot Q_k) \quad (5.2.)$$

- G_K valor caraterístico da ação permanente;
- Q_k valor caraterístico da sobrecarga – escritórios ($\psi_0 = 0.7$);
- W_k valor caraterístico da ação do vento;
- E_d valor de cálculo do efeito das ações.

Para a modelação do edifício no Robot, procedeu-se à associação em comboio dos dois alinhamentos em estudo, permitindo assim uma visualização plana da estrutura, conforme representado na Figura 27. A associação em comboio dos dois alinhamentos foi conseguida através dos elementos de ligação de cor laranja, ilustrados na Figura 27, que possuem rigidez axial muito elevada e rigidez à flexão próxima de zero, garantindo que os deslocamentos de cada piso sejam iguais em ambos os alinhamentos quando solicitados pelas ações horizontais. Desta forma, assegura-se uma simulação realista da estrutura tridimensional, utilizando um modelo plano mais simples.

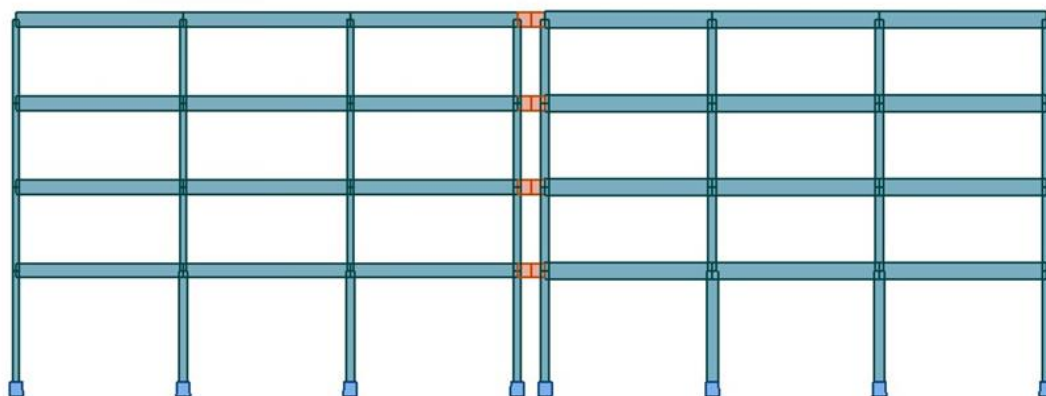


Figura 25 – Associação em comboio dos dois alinhamentos em estudo do edifício de 4 pisos

5.2.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)

A aplicação do MRN para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem no edifício de 4 pisos é análoga ao procedimento adotado no Capítulo 4, embora se trate de um edifício maior.

Com o objetivo de simplificar o processo iterativo demorado exigido pela aplicação do MRN num edifício, devido ao grande número de elementos, procurou-se identificar quais os pisos que influenciam o valor de β_2 . Como referido no Subcapítulo 3.1, o valor de β_2 depende da carga de encurvadura nominal

do edifício. A Figura 28 ilustra o 1º modo de encurvadura do edifício, onde é visível que a deformação dos pilares de cada piso decresce ao longo da altura do edifício. A partir do 2º piso, os pilares praticamente só acompanham a translação horizontal ao nível dos pisos, sem deformação visível por flexão.

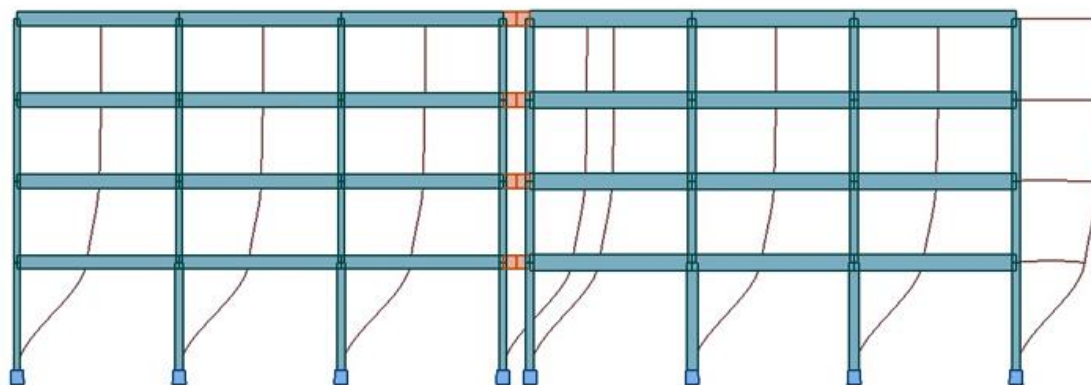


Figura 26 – 1º modo de encurvadura do edifício de 4 pisos

Tendo como base a observação anteriormente descrita, optou-se por testar duas abordagens:

- 1ª abordagem: considerar a rigidez nominal apenas nos dois primeiros pisos, e adotar a rigidez elástica nos pisos 3 e 4. Seguidamente obter a carga de encurvadura e o valor de β_2 ;
- 2ª abordagem: considerar a rigidez nominal nos dois primeiros pisos, e adotar o mesmo fator de redução de rigidez do 2º piso nos pisos 3 e 4. Seguidamente obter a carga de encurvadura e o valor de β_2 .

A partir da 1ª abordagem, pretende-se obter o valor da carga nominal de encurvadura e o respetivo β_2 , considerando rigidezes nominais apenas nos pisos onde se observa deformações por flexão mais acentuadas, indo de encontro ao que pode ser observado na Figura 28. A 2ª abordagem visa simular a aplicação de rigidezes nominais em todo o edifício, assumindo no 3º e 4º piso a mesma redução de rigidez elástica do 2º piso. Esta simplificação representa uma redução da rigidez elástica no 3º e 4º piso mais drástica do que a rigidez nominal real desses pisos seria, uma vez que as deformações por flexão nos pilares dos pisos superiores são menos pronunciadas do que nos primeiros pisos. Assim, esta abordagem, mais penalizadora do que a aplicação do MRN em todo o edifício, está do lado da segurança. O objetivo final deste estudo é comparar os dois valores de β_2 e testar a possibilidade de dispensar vários elementos do processo iterativo do MRN nos pisos superiores, caso os dois valores se revelem iguais. Na Tabela 11, apresentam-se os resultados de β_2 relativos às duas abordagens.

Tabela 11 – Valores de β_2 obtidos para as duas abordagens – edifício de 4 pisos

Abordagem	β_2
1	1.585
2	1.586

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que apenas os troços dos pilares localizados nos dois primeiros pisos influenciam o valor da carga nominal de encurvadura do edifício e, consequentemente, o valor de β_2 . De facto, a alteração da rigidez apenas nos dois primeiros pisos ou a redução total em altura conduzem ao mesmo fator de amplificação das ações horizontais. Esta simplificação permite a redução de 50% dos elementos que seriam considerados no processo iterativo do MRN, uma vez que os pisos 3 e 4 são dispensados.

Nas Tabelas 12, 13 e 14 apresentam-se os valores dos momentos de 1ª e de 2ª ordem, os momentos finais (kNm) e a percentagem de armadura obtidos para 3 famílias diferentes de pilares, ao longo dos dois primeiros pisos do edifício:

- Pilar 0.25x0.25 m² e 0.25x0.25 m² - pilares de canto, 1º e 2º piso (ver Tabela 12);
- Pilar 0.30x0.30 m² e 0.30x0.30 m² - pilares de fachada, 1º e 2º piso (ver Tabela 13);
- Pilar 0.30x0.30 m² e 0.30x0.40 m² - pilares interiores, 1º e 2º piso (ver Tabela 14).

Tabela 12 – Resultados do MRN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos

Pilares de canto				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.25x0.25 m ²	43	9	52	0.96
2º Piso 0.25x0.25 m ²	61	7	68	1.38

Tabela 13 – Resultados do MRN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos

Pilares de fachada				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.30 m ²	77	19	96	1.23
2º Piso 0.30x0.30 m ²	107	15	122	1.53

Tabela 14 – Resultados do MRN para os pilares interiores – edifício de 4 pisos

Pilares interiores				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.40 m²	106	51	157	2.03
2º Piso 0.30x0.30 m²	46	19	65	1.50

As três famílias de pilares apresentadas neste estudo foram selecionadas por possibilitarem a análise de resultados para pilares com várias rigidezes elásticas. No primeiro piso do edifício, o pilar interior é 4.9 vezes mais rígido (em termos elásticos) do que o pilar de canto. O pilar de fachada corresponde ao pilar de rigidez média entre os restantes dois, servindo como ponto de transição.

A partir dos resultados obtidos pelo MRN, é possível verificar desde já que o método mantém a coerência observada na estrutura do Capítulo 4. Os momentos de 2ª ordem, determinados pelo MRN, são distribuídos de acordo com as diferenças de rigidez (em termos elásticos) entre os pilares do edifício: o pilar interior, mais rígido, é sujeito a efeitos de 2ª ordem mais elevados; em seguida, o pilar de fachada; e, por último, o pilar de canto. Esta sequência é observada em ambos os pisos do edifício. Era possível prever esta coerência de resultados por parte do MRN, não só pelo que tinha sido verificado na estrutura do Capítulo 4, mas também porque o método permite a quantificação dos efeitos de 2ª ordem de forma global. A aplicação de uma carga horizontal amplificada que atua em toda a estrutura faz com que, de certa forma, o MRN se torne sensível às diferenças de rigidez entre os vários elementos da mesma, conduzindo a resultados mecanicamente coerentes.

Relativamente aos valores obtidos das percentagens de armadura, é importante recordar o que foi mencionado anteriormente sobre o pré-dimensionamento dos pilares de extremidade, para justificar o aumento da percentagem de armadura em altura nos pilares de canto e de fachada. Estas duas categorias de pilares, canto e fachada, correspondem aos pilares de extremidade dos alinhamentos A e B, respetivamente. Conforme se pode observar nas Tabelas 12 e 13, a secção dos pilares de canto e de fachada diminui do 1º para o 2º piso devido à redução do esforço axial. No entanto, a percentagem de armadura aumenta. Isto deve-se ao facto dos momentos flectores atuantes nesta família de pilares não reduzirem em altura, ao contrário do que acontece com a família de pilares intermédios. Neste caso, até se verificou um aumento no momento fletor atuante nos pilares de extremidade do 2º piso, relativamente ao 1º.

5.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)

Relativamente à aplicação do MCN no edifício de 4 pisos, o procedimento adotado é o mesmo descrito para a estrutura simplificada estudada no Capítulo 4. Apresentam-se nas Tabelas 15, 16 e 17 o momento fletor de 1ª ordem (iguais para os dois métodos) e os resultados determinados pelo MCN: excentricidade de 2ª ordem, momento de 2ª ordem, momento final e percentagens de armadura, para o mesmo conjunto de pilares analisados anteriormente pelo MRN.

Tabela 15 – Resultados do MCN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos

Pilares de canto					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.25x0.25 m²	43	5.02	31	74	1.84
2º Piso 0.25x0.25	61	4.02	18	79	1.76

Tabela 16 – Resultados do MCN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos

Pilares de fachada					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.30 m²	77	4.20	41	118	1.76
2º Piso 0.30x0.30 m²	107	3.43	24	131	1.73

Tabela 17 – Resultados do MCN para os pilares interiores

Pilares interiores					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.40 m²	106	1.65	35	141	1.84
2º Piso 0.30x0.30 m²	46	1.13	18	64	1.46

Conforme constatado no Capítulo 4, os resultados obtidos pelo MCN para o edifício de 4 pisos revelam divergências na excentricidade de 2ª ordem entre os pilares do mesmo piso, quando estes apresentam secções contrastantes. Contudo, ao contrário do que pode observado no Capítulo 4, as diferenças nos deslocamentos de 2ª ordem verificadas na aplicação do MCN neste caso de estudo revelaram-se extremamente acentuadas, como é o caso do pilar de canto e do pilar interior do 1º piso, com diferenças de 4 centímetros entre as respectivas excentricidades de 2ª ordem.

A incoerência constatada no Capítulo 4, no que concerne à atribuição dos momentos de 2ª ordem entre os pilares de rigidezes elásticas distintas, persistiu nos resultados obtidos pelo MCN para o edifício de 4 pisos. Como pode ser observado nas tabelas anteriormente apresentadas, a deficiência do método é

evidente, pois atribui momentos de 2ª ordem muito semelhantes a pilares com rigidezes elásticas tão distintas. Um exemplo evidente desta falha é o do pilar interior do 1.º piso, que é 4.9 vezes mais rígido que o pilar de canto. Contudo, os resultados dos momentos de 2.ª ordem fornecidos pelo MCN para esses dois pilares são de 35 e 31 kNm, respetivamente. Estes factos evidenciam a clara incapacidade do MCN em fornecer resultados coerentes quando aplicado à globalidade da estrutura.

5.2.3. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN

Com base nos resultados obtidos pelo MCN para o conjunto de pilares em estudo e na comparação destes com o MRN, método de referência, é possível dar continuidade ao raciocínio iniciado no estudo da estrutura do Capítulo 4: os valores fornecidos pelo MCN distanciam-se significativamente dos obtidos pelo método de referência. Nas Tabelas 18, 19 e 20 apresentam-se os erros percentuais dos momentos de 2ª ordem fornecidos pelo MCN, comparativamente com os resultados do MRN, para o mesmo conjunto de pilares estudado até aqui pelos dois métodos.

Tabela 18 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de canto – edifício de 4 pisos

Momento de 2ª Ordem			
Pilar de canto			
0.25x0.25 m² (1º Piso)		0.25x0.25 m² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
9	31	7	18
Erro (%)	+244	Erro (%)	+157

Tabela 19 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos

Momento de 2ª Ordem			
Pilar de fachada			
0.30x0.30 m² (1º Piso)		0.30x0.30 m² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
19	41	15	24
Erro (%)	+116	Erro (%)	+60

Tabela 20 – Comparação do MRN e MCN para os pilares interiores – edifício de 4 pisos

Momento de 2ª Ordem			
Pilar interior			
0.30x0.40 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
51	35	19	18
Erro (%)	-31	Erro (%)	-5

Além das falhas anteriormente apontadas ao MCN, persiste a ideia de que o método atribui momentos de 2ª ordem insuficientes para os pilares mais rígidos e excessivos para os pilares menos rígidos, conforme constatado no Capítulo 4. Conforme pode ser observado na Tabela 20, referente aos pilares de maior rigidez (interiores) entre as três famílias consideradas, os momentos de 2ª ordem fornecidos pelo MCN mostram-se insuficientes nos dois pisos analisados, quando comparados com os valores obtidos pelo MRN. Quanto às restantes famílias de pilares, destaca-se o erro excessivo do MCN, evidenciado, por exemplo, no resultado do pilar de canto do 1º piso, que apresenta um excesso de 244% no momento de 2ª ordem em comparação com o valor fornecido pelo MRN. Ainda assim, é possível observar uma melhoria na margem de erro dos resultados do MCN em todos os pilares do 2º piso, em comparação com os resultados dos mesmos pilares no 1º piso, embora o erro ainda se mantenha consideravelmente elevado.

Nas Tabelas 21, 22 e 23 apresenta-se a comparação das percentagens de armadura finais obtidas através dos dois métodos (MRN e MCN), considerando o MRN como método de referência, fornecendo assim uma visão mais direcionada para o dimensionamento final.

Tabela 21 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de canto – edifício de 4 pisos

ρ (%)			
Pilares de canto			
0.25x0.25 m ² (1º Piso)		0.25x0.25 m ² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
0.96	1.84	1.38	1.76
Erro (%)	+92	Erro (%)	+28

Tabela 22 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de fachada – edifício de 4 pisos

ρ (%)			
Pilares de fachada			
0.30x0.30 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
1.23	1.76	1.53	1.73
Erro (%)	+43	Erro (%)	+13

Tabela 23 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares interiores – edifício de 4 pisos

ρ (%)			
Pilares interiores			
0.30x0.40 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (2º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN
2.03	1.84	1.50	1.46
Erro (%)	-9	Erro (%)	-3

Os erros do MCN relativos à percentagem de armadura, são inferiores aos erros observados nos momentos de 2ª ordem. Como referido no Capítulo 4, o momento de 2ª ordem representa uma parcela pequena do momento final para o qual as percentagens de armaduras foram obtidas. Não obstante, o MCN resulta num sobredimensionamento considerável nos pilares menos rígidos, como é evidenciado pelo caso do pilar de canto do primeiro piso, com uma percentagem de armadura 92% superior àquela fornecida pelo MRN. No que concerne ao pilar mais rígido, constata-se que o MCN gera dimensionamentos que comprometem a segurança da estrutura, corroborando as conclusões do Capítulo 4. De notar que, no contexto do edifício de quatro pisos, os erros dos resultados do MCN para a percentagem de armadura do pilar interior são menos acentuados, mantendo-se abaixo dos 10%. Ainda assim, verifica-se que a utilização do MCN neste tipo de estruturas pode revelar-se dispendiosa e, simultaneamente, resultar em quantidades de armadura insuficientes quando comparada com o método de referência.

5.2.4. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)

De forma semelhante à análise conduzida no final do Capítulo 4, nesta secção pretende-se encontrar regras práticas que possam ser aplicadas para corrigir os resultados fornecidos pelo MCN, visando reduzir o erro em comparação com o método de referência.

Para esse fim, utilizaram-se os resultados do momento de 2ª ordem obtidos pelo MCN para os pilares dos dois primeiros pisos do edifício, redistribuindo o total (M2 total) através de três relações de rigidez diferentes:

- 1ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecidos pelo MCN pelos pilares, com base nas respectivas rigidezes elásticas relativas.
- 2ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos pilares, com base nas respectivas rigidezes nominais relativas.
- 3ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos pilares, com base na respectivas médias das rigidezes elásticas e nominais relativas.

O objetivo principal deste estudo num edifício de quatro pisos é, mais uma vez, tentar aproveitar o que de bom o método oferece: a facilidade de aplicação. Para alcançar esse objetivo, serão testadas as referidas 3 abordagens que visam melhorar a coerência dos resultados do MCN, com o intuito de verificar se a tendência de melhoria observada nos resultados do estudo no Capítulo 4, se mantém numa estrutura de maior escala.

Nas Figuras 29 e 30, são exibidos dois gráficos de barras que descrevem os erros percentuais de cada abordagem deste estudo, em comparação com o MRN, além dos valores do MCN sem qualquer correção. Como mencionado anteriormente, a redistribuição foi aplicada a todos os pilares dos dois primeiros pisos. No entanto, os resultados apresentados nos gráficos referem-se apenas a um pilar de canto e a um pilar de extremidade de cada piso dos dois alinhamentos, devido à simetria do edifício.

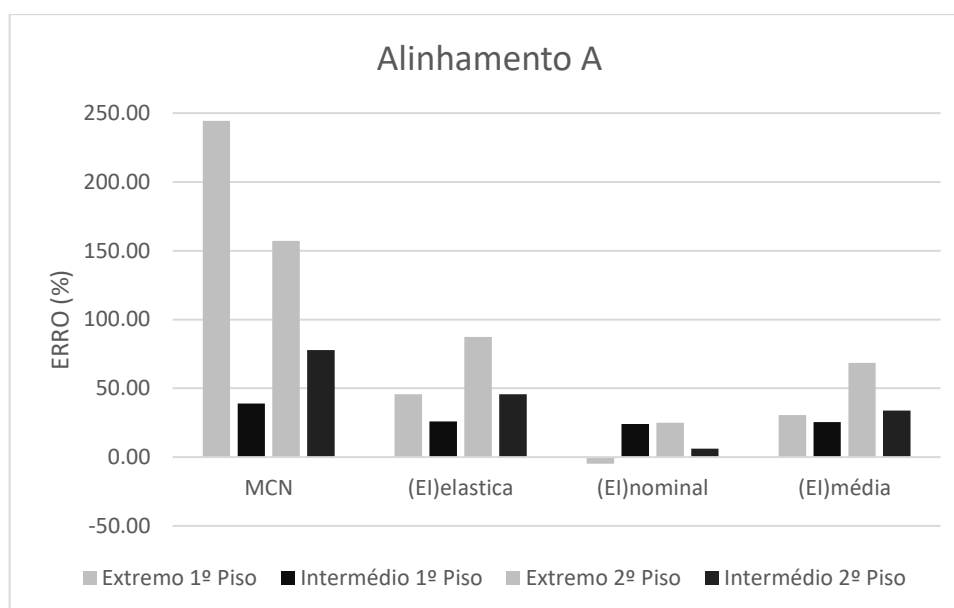


Figura 27 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento A – edifício de 4 pisos

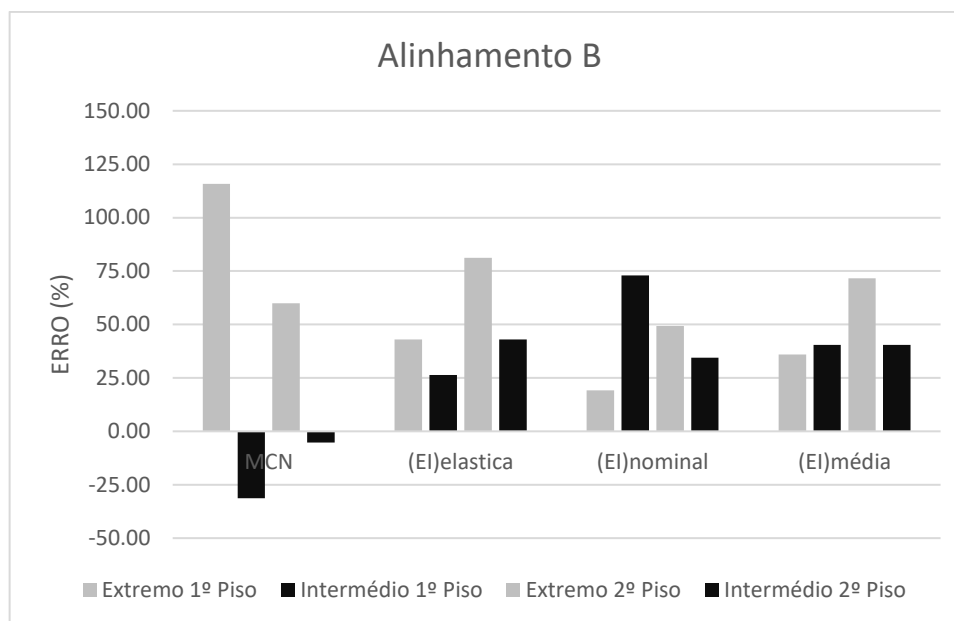


Figura 28 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento B – edifício de 4 pisos

Conforme pode ser observado nos resultados apresentados pelos dois gráficos, e tal como verificado na estrutura do Capítulo 4, qualquer uma das abordagens proporciona resultados mais equilibrados do que o MCN sem qualquer correção.

No alinhamento A, é notória uma significativa melhoria nos resultados do momento de 2ª ordem dos pilares de canto, que são os menos rígidos do primeiro piso (em termos elásticos). O MCN, sem qualquer correção, atribui a esses pilares efeitos de 2ª ordem extremamente exagerados, com erros de 250% em relação ao método de referência. Ao aplicar uma das três abordagens, observa-se uma clara melhoria, com os erros a serem reduzidos para valores abaixo dos 50%. De salientar também que a utilização do MCN sem qualquer correção implicaria resultados insuficientes de momento de 2ª ordem nos pilares mais rígidos do alinhamento B, isto é, os pilares interiores, o que colocaria a estrutura em risco. No entanto, ao considerar qualquer uma das três abordagens corretivas, tal cenário não se verifica, conforme pode ser observado na Figura 30.

Apesar da melhoria observada, é crucial salientar que esta é relativamente limitada, uma vez que as três abordagens continuam a apresentar resultados com um excesso significativo em alguns elementos. Esta circunstância implicaria que a aplicação das três abordagens neste edifício resultasse num sobredimensionamento excessivo, em comparação com o MRN. Tal como no Capítulo 4, o erro está presente no valor total do momento a ser redistribuído, conforme evidenciado na Tabela 24, o que torna inevitável que os resultados sejam por excesso relativamente ao método de referência.

Tabela 24 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – edifício de 4 pisos

Momento de 2ª Ordem Total (kNm)	
MRN	MCN
294	416
Erro (%)	+42

Contrariamente ao que pode ser verificado no edifício de 4 pisos, o momento de 2ª ordem total obtido pelo MCN para a estrutura do Capítulo 4 revelou-se insuficiente comparativamente com o total fornecido pelo MRN. Este cenário evidencia a clara instabilidade e incerteza dos resultados fornecidos pelo MCN e que, mesmo diante de uma redistribuição mais coerente, o método pode conduzir a resultados que comprometem a segurança estrutural. No entanto, mantém-se a ideia que poderá residir nestas 3 abordagens corretivas, uma pista para um possível estudo de calibração do MCN, quando aplicado a estruturas exclusivamente porticadas, uma vez que, sendo inevitável o erro, as três fornecem resultados mais coerentes do que se se utilizar o MCN sem qualquer ajuste, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2.

5.3. EDIFÍCIO DE 6 PISOS

O último exemplo de aplicação deste estudo incide sobre um edifício de 6 pisos, com planta quadrada idêntica à do edifício analisado no Subcapítulo 5.2. A análise desta nova estrutura seguirá os mesmos procedimentos adotados para o estudo da estrutura de 4 pisos, com o intuito de dar continuidade à comparação entre os dois métodos (MRN e MCN) e verificar se as conclusões anteriores sobre a aplicabilidade do MCN em edifícios exclusivamente porticados se mantêm num edifício com mais dois pisos, consolidando, assim, as conclusões obtidas até ao momento. Adicionalmente ao realizado nos casos de estudo anteriores, são apresentadas soluções de armaduras para os elementos dos dois primeiros pisos do edifício de 6 pisos, com base nos esforços finais obtidos através do MRN.

Nas Figuras 31 e 32 são apresentadas a planta do edifício e a sua vista em alçado simplificada, respetivamente.

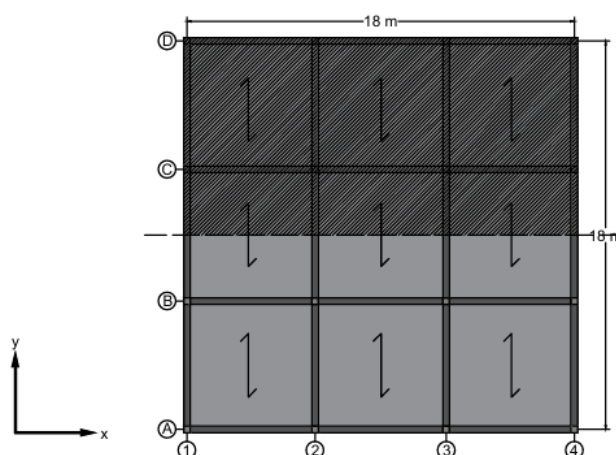


Figura 29 – Planta do edifício de 6 pisos

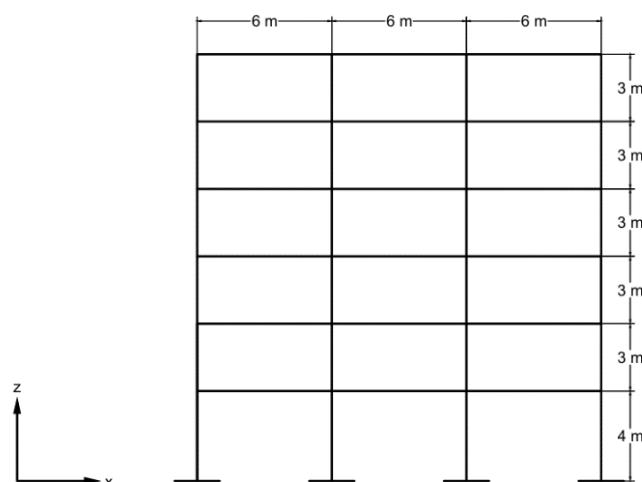


Figura 30 – Vista em alçado do sistema estrutural do edifício de 6 pisos

A estrutura do edifício foi modelada com base nas seguintes premissas:

- A ação do vento atua apenas na direção do eixo x ;
- O estudo foi limitado a metade do edifício, compreendendo o pórtico do alinhamento da fachada (A) e o pórtico do alinhamento interior (B);
- Os dois alinhamentos em estudo, A e B, foram modelados através de uma associação em comboio.

As considerações adotadas foram devidamente fundamentadas no Subcapítulo 5.2 e visam simplificar a modelação e a análise dos resultados, sem comprometer o realismo do comportamento estrutural do edifício.

Como materiais constituintes da estrutura foi admitido um betão de classe C25/30 e um aço de classe A500. Com o objetivo de maximizar os efeitos do vento na estrutura, considerou-se que o edifício seria construído próximo da costa, exigindo, assim, uma classe de exposição do betão XS1.

O pré-dimensionamento dos pilares e das vigas fundamentou-se nos mesmos princípios e valores de referência previamente estabelecidos no Subcapítulo 5.2, dada a semelhança no comportamento estrutural entre ambos os edifícios, variando apenas no número de pisos. As dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas, por piso e alinhamento, são apresentadas na Tabela 25.

Tabela 25 – Dimensões das secções transversais dos pilares e das vigas do edifício de 6 pisos

Secções (mxm2)							
A	Piso	1	2	3	4	5	6
	Pilar Extremo	0.30x0.30	0.30x0.30	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25
	Pilar Intermédio	0.30x0.35	0.30x0.30	0.25x0.30	0.25x0.25	0.25x0.25	0.25x0.25
	Viga	0.30x0.50	0.30x0.50	0.25x0.50	0.25x0.50	0.25x0.50	0.25x0.50
B	Piso	1	2	3	4	5	6
	Pilar Extremo	0.30x0.40	0.30x0.40	0.25x0.35	0.25x0.35	0.25x0.30	0.25x0.30
	Pilar Intermédio	0.30x0.55	0.30x0.50	0.25x0.45	0.25x0.35	0.25x0.30	0.25x0.30
	Viga	0.30x0.60	0.30x0.60	0.25x0.60	0.25x0.60	0.25x0.60	0.25x0.60

No que concerne às ações permanentes e variáveis atuantes em cada piso, mantiveram-se os valores aplicados ao edifício de 4 pisos:

- Peso próprio dos pilares e vigas, introduzido automaticamente no Robot;
- Peso próprio da laje: 5 kN/m² (pisos 1-6);
- Revestimentos: 1.5 kN/m² (pisos 1-5) e 2 kN/m² (piso 6);
- Paredes divisórias internas: 1.5 kN/m² (pisos 1-5);
- Paredes de fachada: 9.24 kN/m (pisos 1-5, apenas para o alinhamento A);
- Sobrecarga: 3.0 kN/m² (pisos 1-5) e 0.4 kN/m² (piso 6);

Destes dados resultam as cargas verticais nas vigas (por metro linear) e as cargas horizontais (concentradas), ao nível de cada piso, conforme indicadas nas Tabelas 26 e 27, para cada um dos alinhamentos em estudo.

Tabela 26 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento A – edifício de 6 pisos

Alinhamento A							
Piso	Vertical na viga (KN/m)					Horizontal por piso (KN)	
	Peso próprio laje	Revestimentos	Paredes divisórias internas	Paredes de fachada	Sobrecarga	Vento	Imperfeições geométricas
1	15	4.5	4.5	9.24	9	13.44	3.2
2	15	4.5	4.5	9.24	9	11.52	3.2
3	15	4.5	4.5	9.24	9	11.52	3.2
4	15	4.5	4.5	9.24	9	11.52	3.2
5	15	4.5	4.5	9.24	9	11.52	3.2
6	15	6	-	-	1.2	5.76	1.76

Tabela 27 – Cargas verticais e horizontais atuantes no alinhamento B – edifício de 6 pisos

Alinhamento B							
Piso	Vertical (KN/m)				Horizontal por piso (KN)		
	Peso próprio laje	Revestimentos	Paredes divisórias internas	Sobrecarga	Vento	Imperfeições geométricas	
1	30	9	9	18	26.88	4.8	
2	30	9	9	18	23.04	4.8	
3	30	9	9	18	23.04	4.8	
4	30	9	9	18	23.04	4.8	
5	30	9	9	18	23.04	4.8	
6	30	12	-	2.4	11.52	3.56	

De forma análoga ao edifício anterior, no Estado Limite Último, considerou-se apenas a combinação que inclui o vento como ação principal e a sobrecarga como ação acompanhante, visando maximizar as ações horizontais e, consequentemente, os efeitos de 2ª ordem pelo MRN. A expressão desta combinação está detalhada na Equação (5.2) do Subcapítulo 5.2.

5.3.1. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL (MRN)

Na aplicação do MRN ao edifício em análise, realizou-se uma avaliação da influência da consideração de rigidezes nominais apenas nos dois primeiros pisos sobre o valor da carga de encurvadura nominal do edifício e o respetivo β_2 . Este procedimento tem como objetivo avaliar a possibilidade de reduzir os

elementos considerados no processo iterativo do MRN, conforme o estudo realizado no Subcapítulo 5.2.1. As abordagens consideradas para esta avaliação têm como base a observação do primeiro modo de encurvadura do edifício, conforme representado na Figura 33. Neste edifício, é evidente que os troços de pilares sujeitos a deformações por flexão mais significativas no primeiro modo de encurvadura são os troços dos pilares do primeiro e segundo pisos.

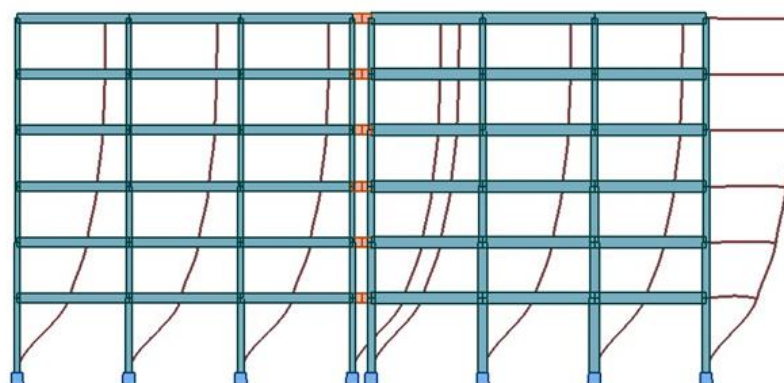


Figura 31 – Primeiro modo de encurvadura do edifício de 6 pisos

- 1ª abordagem: considerar a rigidez nominal apenas nos dois primeiros pisos, e adotar a rigidez elástica nos restantes. Seguidamente obter a carga de encurvadura e o valor de β_2 ;
- 2ª abordagem: considerar a rigidez nominal nos dois primeiros pisos, e adotar o mesmo fator de redução de rigidez do 2º piso nos restantes pisos. Seguidamente obter a carga de encurvadura e o valor de β_2 .

Analogamente ao estudo conduzido no edifício do Subcapítulo 5.2, a segunda abordagem simula a aplicação do MRN em toda a estrutura, adotando uma abordagem simplificada e do lado da segurança, uma vez que considera reduções de rigidez nos pisos superiores mais drásticas do que as rigidezes nominais reais seriam. Na Tabela 28, encontram-se os valores de β_2 correspondentes às duas abordagens testadas.

Tabela 28 – Valores de β_2 obtidos para as duas abordagens – edifício de 6 pisos

Abordagem	β
1	1.333
2	1.338

Baseando-se nos valores de β_2 obtidos na análise das duas abordagens, constata-se que a diminuição da rigidez nos elementos dos dois primeiros pisos resulta numa amplificação horizontal equivalente àquela obtida através da redução total da rigidez do edifício, conforme observado anteriormente no Subcapítulo 5.2. Os resultados obtidos justificam a simplificação considerada, uma vez que, para o edifício em questão, reduz aproximadamente 70% dos elementos que seriam considerados no processo iterativo do MRN, ao possibilitar a dispensa dos elementos de 4 pisos.

Nas Tabelas 29, 30 e 31, encontram-se os valores dos momentos de 1ª e 2ª ordem, os momentos finais (kNm) e a percentagem de armadura obtidos pelo MRN para três famílias distintas de pilares, ao longo dos três primeiros pisos do edifício. A análise dos resultados obtidos ao longo da metade do edifício de 6 pisos tem como objetivo verificar, posteriormente, o que foi constatado no edifício do Subcapítulo 5.2: uma melhoria dos resultados fornecidos pelo MCN do 1º para o 2º piso, isto é, ao longo de metade do edifício de 4 pisos.

- Pilar 0.30x0.30 m², 0.30x0.30 m² e 0.25x0.25 m² - pilares de canto, 1º, 2º e 3º piso (ver Tabela 29);
- Pilar 0.30x0.40 m², 0.30x0.40 m² e 0.25x0.35 m² - pilares de fachada, 1º, 2º e 3º piso (ver Tabela 30);
- Pilar 0.30x0.55 m², 0.30x0.50 m² e 0.25x0.45 m² - pilares interiores, 1º, 2º e 3º piso (ver Tabela 31).

Tabela 29 – Resultados do MRN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos

Pilares de canto				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.30 m ²	58	9	67	0.38
2º Piso 0.30x0.30 m ²	85	7	92	0.84
3º Piso 0.25x0.25 m ²	55	4	59	1.19

Tabela 30 - Resultados do MRN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos

Pilares de fachada				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.40 m ²	114	19	133	0.65
2º Piso 0.30x0.40 m ²	155	16	171	1.04
3º Piso 0.25x0.35 m ²	108	11	119	1.42

Tabela 31 - Resultados do MRN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos

Pilares interiores				
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.55 m²	195	60	255	1.76
2º Piso 0.30x0.50 m²	102	30	132	1.04
3º Piso 0.25x0.45 m²	81	25	106	1.34

Este estudo volta a focar-se nas três famílias de pilares analisadas no Subcapítulo 5.2, uma vez que permitem a comparação de resultados para pilares com diferentes rigidezes elásticas. Os resultados obtidos pelo MRN neste último caso de estudo corroboram a consistência do método na distribuição dos efeitos de 2ª ordem de forma coerente, visto que o padrão de resultados observado até aqui se manteve. Como pode ser observado nas tabelas anteriormente apresentadas, a atribuição do momento de 2ª ordem pelo MRN é feita de acordo com as diferenças de rigidez entre os vários pilares. É possível verificar que, em todos os pisos, o pilar mais rígido (interior) fica sujeito ao maior momento de 2ª ordem, seguido pelo pilar de fachada e, por último, o pilar de canto.

Como referido no Subcapítulo 5.2, era previsível mesmo antes da aplicação do MRN que a sua metodologia conduziria a resultados coerentes uma vez que o método permite a quantificação dos efeitos de 2ª ordem de forma global. A amplificação das ações horizontais que atuam em toda a estrutura fazem com que, de certa forma, o MRN se torne sensível às diferenças de rigidez entre os vários elementos da mesma, conduzindo a resultados mecanicamente coerentes.

5.3.2. PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURAS UTILIZANDO O MRN

Conforme referido no início deste subcapítulo, nesta secção são apresentados pormenores das soluções de armaduras para os elementos dos dois primeiros pisos do edifício de 6 pisos, com base nos esforços finais obtidos através do MRN. Os pilares foram dimensionados para efeitos de flexão composta, enquanto as vigas foram dimensionadas para efeitos de flexão simples. Nas Figuras 34 e 35, são apresentados pormenores das armaduras nos dois alinhamentos em estudo, A e B, com o intuito de proporcionar uma visão global. Nas Tabelas 32 e 33, são descritas com maior pormenor as soluções de armaduras referentes aos pilares do primeiro e segundo pisos dos dois alinhamentos. No que diz respeito às vigas, os desenhos das correspondentes armaduras encontram-se em anexo, assim como os desenhos dos pilares e de todo o alinhamento em maior detalhe. Os detalhes apresentados nesta secção foram elaborados utilizando a ferramenta de desenho disponibilizada pelo software Robot e seguem as diretrizes do EC2 quanto às disposições construtivas [2].

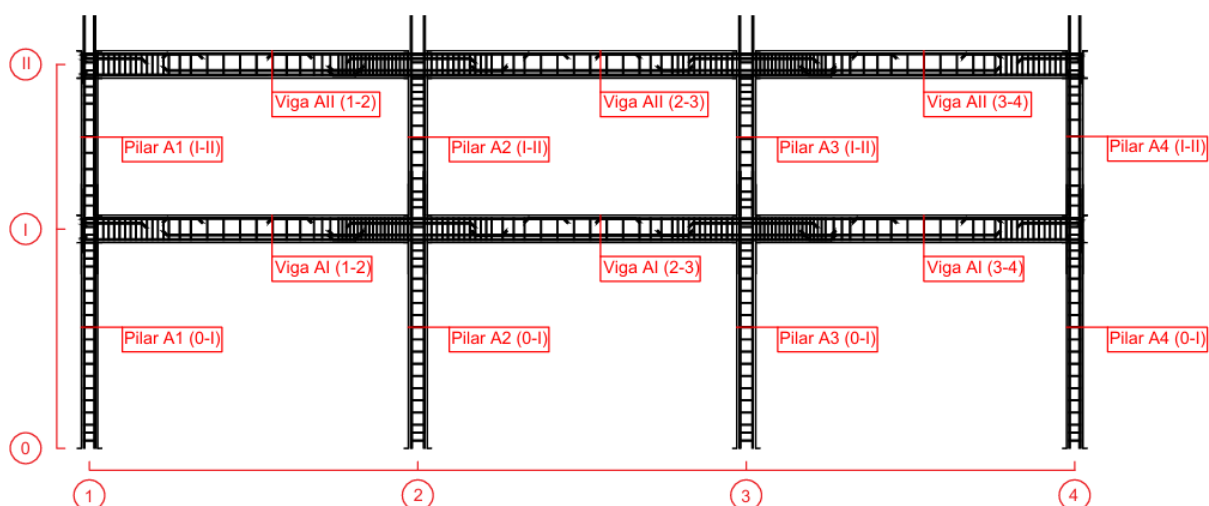


Figura 32 – Pormenor de armaduras do 1º e 2º piso do alinhamento A – edifício de 6 pisos

Tabela 32 – Pormenores de armaduras dos pilares do 1º e 2º piso do alinhamento A – edifício de 6 pisos

1º Piso	
Pilar A1 (0-I) e Pilar A4 (0-I)	Pilar A2 (0-I) e Pilar A3 (0-I)
2º Piso	
Pilar A1 (I-II) e Pilar A4 (I-II)	Pilar A2 (I-II) e Pilar A3 (I-II)

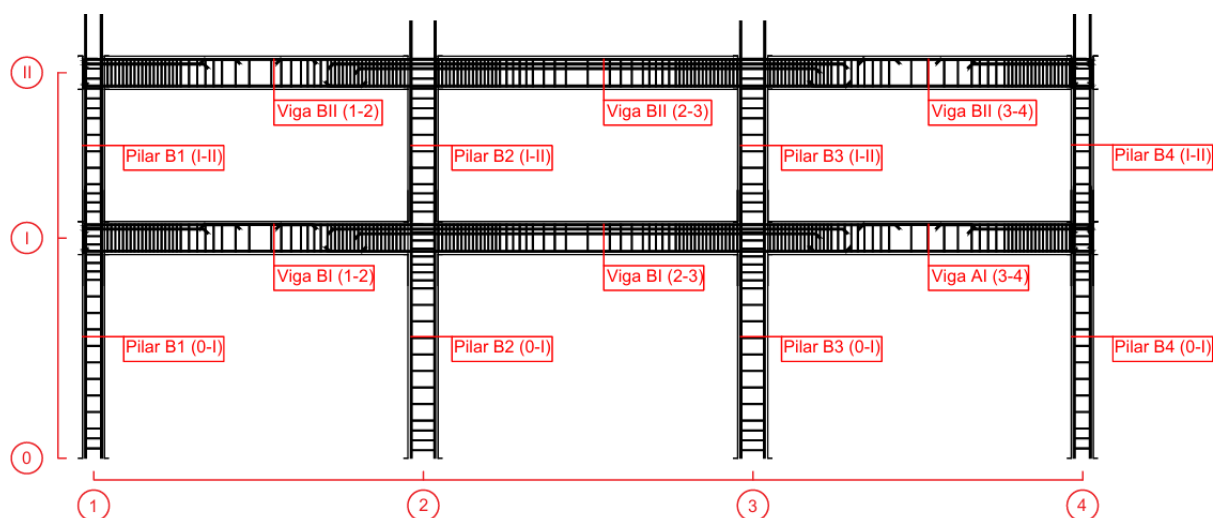


Figura 33 – Pormenor de armaduras do 1º e 2º piso do alinhamento B – edifício de 6 pisos

Tabela 33 – Pormenores de armaduras dos pilares do 1º e 2º piso do alinhamento B – edifício de 6 pisos

1º Piso	
Pilar B1 (0-I) e Pilar B4 (0-I)	Pilar B2 (0-I) e Pilar B3 (0-I)
2º Piso	
Pilar B1 (I-II) e Pilar B4 (I-II)	Pilar B2 (I-II) e Pilar B3 (I-II)

5.3.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL (MCN)

A aplicação do MCN no edifício de 6 pisos segue o mesmo procedimento dos casos de estudo anteriores. Nas Tabelas 34, 35 e 36, apresentam-se os momentos fletores de 1ª ordem (iguais para ambos os métodos) e os resultados fornecidos pelo MCN: excentricidade de 2ª ordem, momento de 2ª ordem, momento final e percentagens de armadura para o mesmo conjunto de pilares analisados anteriormente pelo MRN.

Tabela 34 – Resultados do MCN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos

Pilares de canto					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.30 m²	58	4.56	40	98	1.15
2º Piso 0.30x0.30 m²	85	3.70	26	111	1.30
3º Piso 0.25x0.25 m²	55	3.79	21	76	1.80

Tabela 35 – Resultados do MCN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos

Pilares de fachada					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.40 m²	114	3.60	44	158	1.00
2º Piso 0.30x0.40 m²	155	2.80	32	187	1.34
3º Piso 0.25x0.35 m²	108	3.02	28	136	1.76

Tabela 36 – Resultados do MCN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos

Pilares interiores					
Dimensões	Momento de 1ª Ordem	e2 (cm)	Momento de 2ª Ordem	Momento Final	ρ (%)
1º Piso 0.30x0.55 m²	195	1.24	37	232	1.57
2º Piso 0.30x0.50 m²	102	0.98	24	126	0.96
3º Piso 0.25x0.45 m²	81	0.78	17	98	1.18

Nos resultados fornecidos pelo MCN para o edifício de 6 pisos, observam-se discrepâncias significativas entre as excentricidades de 2ª ordem dos pilares pertencentes ao mesmo piso do edifício, quando as secções apresentam dimensões contrastantes, conforme constatado no Subcapítulo 5.2. Como se pode observar pelos resultados apresentados nas Tabelas 34, 35 e 36, não é possível identificar, em nenhum dos três pisos, uma uniformidade nos valores da excentricidade de 2ª ordem obtida pelo MCN para as três famílias de pilares analisadas. As diferenças são acentuadas, chegando até aos 4 cm, como é o caso do pilar interior e do pilar de canto do 1º piso.

A falta de coerência nos resultados da distribuição dos momentos de 2ª ordem pelo MCN continuou presente no edifício analisado. Conforme se pode observar nas tabelas anteriormente apresentadas, o erro do método é evidente, uma vez que atribui momentos de 2ª ordem de valores idênticos a pilares com rigidezes elásticas tão distintas. Um exemplo evidente da falha apontada ao MCN reside no caso do pilar interior do 1º piso, que é 6.2 vezes mais rígido (em termos elásticos) que o pilar de canto. No entanto, os momentos de 2ª ordem atribuídos pelo MCN para esses dois pilares são de 40 e 37 kNm, respetivamente.

Os resultados fornecidos pelo MCN neste último caso de estudo corroboram as constatações feitas no Capítulo 4 e no Subcapítulo 5.2, reforçando as conclusões sobre a aplicabilidade do método a estruturas exclusivamente porticadas. O MCN demonstra ser incapaz de fornecer resultados coerentes quando aplicado à totalidade da estrutura, uma vez que a sua metodologia de aplicação isolada a cada pilar não permite sensibilidade à diferença de rigidez entre os vários elementos.

5.3.4. COMPARAÇÕES: MRN VERSUS MCN

Nas Tabelas 37, 38 e 39 são apresentados os erros percentuais dos momentos de 2ª ordem fornecidos pelo MCN em comparação com os resultados do MRN, para o mesmo conjunto de pilares estudado até então pelos dois métodos. Como era esperado, os resultados obtidos do estudo comparativo dos dois métodos (MRN e MCN) neste último caso de estudo reforçam as conclusões anteriores acerca da aplicabilidade do método a este tipo de estruturas: o MCN fornece resultados incoerentes e distantes do método de referência, quando aplicado a estruturas exclusivamente porticadas.

Tabela 37 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de canto – edifício de 6 pisos

Momento de 2ª Ordem					
Pilares de canto					
0.30x0.30 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (2º Piso)		0.25x0.25 m ² (3º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
9	40	7	26	4	21
Erro (%)	+344	Erro (%)	+271	Erro (%)	+425

Tabela 38 – Comparação do MRN e MCN para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos

Momento de 2ª Ordem					
Pilares de fachada					
0.30x0.40 m ² (1º Piso)		0.30x0.40 m ² (2º Piso)		0.25x0.35 m ² (3º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
19	44	16	32	11	28
Erro (%)	+132	Erro (%)	+100	Erro (%)	+155

Tabela 39 - Comparação do MRN e MCN para os pilares interiores – edifício de 6 pisos

Momento de 2ª Ordem					
Pilares interiores					
0.30x0.55 m ² (1º Piso)		0.30x0.50 m ² (2º Piso)		0.25x0.45 m ² (3º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
60	37	30	24	25	17
Erro (%)	-38	Erro (%)	-20	Erro (%)	-32

Nas tabelas apresentadas anteriormente, pode ser observada a mesma tendência de erros que até aqui foi verificada. O MCN atribui momentos de 2ª ordem excessivos a pilares de menor rigidez e momentos de 2ª ordem insuficientes a pilares de maior rigidez, em comparação com o método de referência. O caso mais evidente das falhas mencionadas, tal como no edifício de 4 pisos, reside nos pilares de canto e nos pilares de interiores. A partir da Tabela 37, relativa à família de pilares de canto, que representa o pilar menos rígido ao longo dos três pisos apresentados, é possível verificar os erros percentuais excessivos dos resultados do MCN quando comparados com o MRN, com valores entre os 200% e os 400%.

Relativamente à família de pilares interiores, conforme apresentado na Tabela 39, observa-se que o erro nos resultados do MCN, em comparação com o método de referência, é deficitário, colocando em causa a segurança da estrutura.

É importante reforçar uma vez mais o que foi referido no Subcapítulo 3.2: o MCN quantifica de forma individual os efeitos de 2ª ordem de cada elemento, através de uma excentricidade de 2ª ordem fictícia que depende em grande parte das dimensões da secção transversal do mesmo, ignorando por completo a estrutura que a ele é adjacente. Este facto justifica a incoerência mecânica do método, que resulta em momentos de 2ª ordem tão semelhantes entre pilares de dimensões tão contrastantes, colocando inclusive a segurança da estrutura em risco.

No edifício do Subcapítulo 5.2, constatou-se uma melhoria dos resultados fornecidos pelo MCN do 1º para o 2º piso. No presente caso de estudo, essa melhoria é novamente observada; contudo, do 2º para o 3º piso, o erro nos resultados fornecidos pelo MCN, em comparação com o MRN, volta a aumentar. Este aumento é verificado em todas as famílias de pilares apresentadas, comprometendo uma eventual melhoria ao longo da altura do edifício na precisão dos resultados do método.

Conforme realizado no Capítulo 4 e no Subcapítulo 5.2, são apresentadas nas Tabelas 40, 41 e 42 comparações entre as percentagens de armadura determinadas pelos dois métodos (MRN e MCN), com o objetivo de obter uma visão direcionada para o dimensionamento final dos elementos através do MCN.

Tabela 40 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de canto – edifício de 6 pisos

ρ (%)					
Pilares de canto					
0.30x0.30 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (1º Piso)		0.30x0.30 m ² (1º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
0.38	1.15	0.84	1.30	1.19	1.80
Erro (%)	+200	Erro (%)	+55	Erro (%)	+51

Tabela 41 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares de fachada – edifício de 6 pisos

ρ (%)					
Pilares de fachada					
0.30x0.40 m ² (1º Piso)		0.30x0.40 m ² (1º Piso)		0.30x0.40 m ² (1º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
0.65	1.00	1.04	1.34	1.42	1.76
Erro (%)	+54	Erro (%)	+29	Erro (%)	+24

Tabela 42 – Comparação do ρ (%) obtido pelos dois métodos (MRN e MCN) para os pilares interiores – edifício de 6 pisos

ρ (%)					
Pilares interiores					
0.30x0.55 m ² (1º Piso)		0.30x0.55 m ² (1º Piso)		0.30x0.55 m ² (1º Piso)	
MRN	MCN	MRN	MCN	MRN	MCN
1.76	1.57	1.04	0.96	1.34	1.18
Erro (%)	-11	Erro (%)	-8	Erro (%)	-12

Analogamente ao verificado nos Capítulos 4 e 5.2, no presente caso de estudo constata-se que o erro nos momentos de 2ª ordem fornecidos pelo MCN resulta em percentagens de armadura incorretas quando comparadas com o método de referência. Prevalece a ideia de que o MCN conduz a um sobredimensionamento dos pilares menos rígidos do edifício (canto e fachada), uma vez que o erro dos resultados do método para este conjunto de pilares é por excesso em relação ao MRN. Simultaneamente, constata-se que a aplicação do MCN neste edifício resulta em percentagens de armadura insuficientes para os pilares mais rígidos (interiores), como evidenciado na Tabela 42. A concordância dos resultados obtidos nas três estruturas abordadas neste trabalho evidencia que a utilização do MCN em estruturas exclusivamente porticadas resulta em sobredimensionamentos nos pilares menos rígidos do edifício e, simultaneamente, em subdimensionamentos nos pilares mais rígidos, quando comparados com o método de referência.

Concluída a análise comparativa entre os dois métodos, é possível estabelecer uma série de conclusões sobre a aplicabilidade do MCN, constatadas em todos os casos de estudo abordados neste trabalho: o (MCN) não possui a capacidade de quantificar de forma coerente os efeitos de 2ª ordem em estruturas exclusivamente porticadas. Devido à sua mobilidade horizontal ao nível dos pisos, este tipo de estrutura exige uma metodologia que quantifique os efeitos de 2ª ordem de uma forma global, conforme o MRN. O facto de o MCN quantificar de forma isolada os efeitos de 2ª ordem de cada pilar, através de uma excentricidade de 2ª ordem fictícia que depende em grande parte das dimensões da secção transversal do mesmo, faz com que o método não tenha sensibilidade às diferenças de rigidez dos vários elementos do edifício, ignorando por completo a estrutura adjacente ao pilar em análise. Conforme evidenciado na comparação entre o MRN e o MCN, tanto para a estrutura simplificada como para os edifícios de 4 e 6 pisos, o MCN produz resultados de momentos de 2ª ordem mecanicamente incoerentes. Esses resultados apresentam erros excessivos nos pilares de menor rigidez e deficiências nos pilares de maior rigidez, resultando simultaneamente em sobredimensionamentos e subdimensionamentos, comprometendo a segurança da estrutura. Com base nas evidências apresentadas neste trabalho, não se recomenda a utilização do MCN em estruturas exclusivamente porticadas sem um ajuste à distribuição de efeitos de 2ª ordem obtidos pelo método.

5.3.5. ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS DOIS MÉTODOS (MRN E MCN)

A última secção do presente trabalho volta a abordar o estudo de três abordagens que visam corrigir os erros dos resultados do MCN, procurando uma maior proximidade com os resultados do MRN. O estudo é totalmente análogo ao realizado na estrutura do Subcapítulo 5.2: utilizar os resultados dos momentos

de 2ª ordem fornecidos pelo MCN para os dois primeiros pisos do edifício e redistribuir seu valor total (M2 total) pelos pilares através de três relações de rigidez relativas.

- 1ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos pilares, com base nas respectivas rigidezes elásticas relativas.
- 2ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos pilares, com base nas respectivas rigidezes nominais relativas.
- 3ª abordagem: Distribuição do M2 total fornecido pelo MCN pelos pilares, com base na respectivas médias das rigidezes elásticas e nominais relativas.

O principal objetivo deste estudo no edifício em análise reside, novamente, em procurar aproveitar as vantagens que o método oferece, nomeadamente a sua facilidade de aplicação, com o propósito de verificar se a tendência de melhoria em relação ao MCN (sem ajustes), observada nos resultados do estudo no Capítulo 4 e Subcapítulo 5.2, se mantém. Nas Figuras 36 e 37, são exibidos dois gráficos de barras que ilustram os erros percentuais de cada abordagem deste estudo, comparativamente ao MRN, bem como os valores do MCN sem qualquer correção.

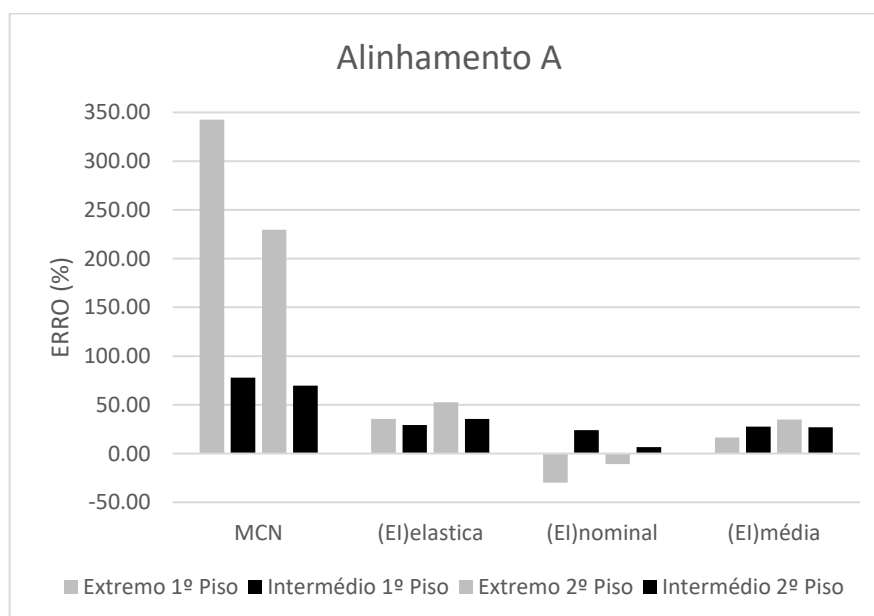


Figura 34 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento A – edifício de 6 pisos

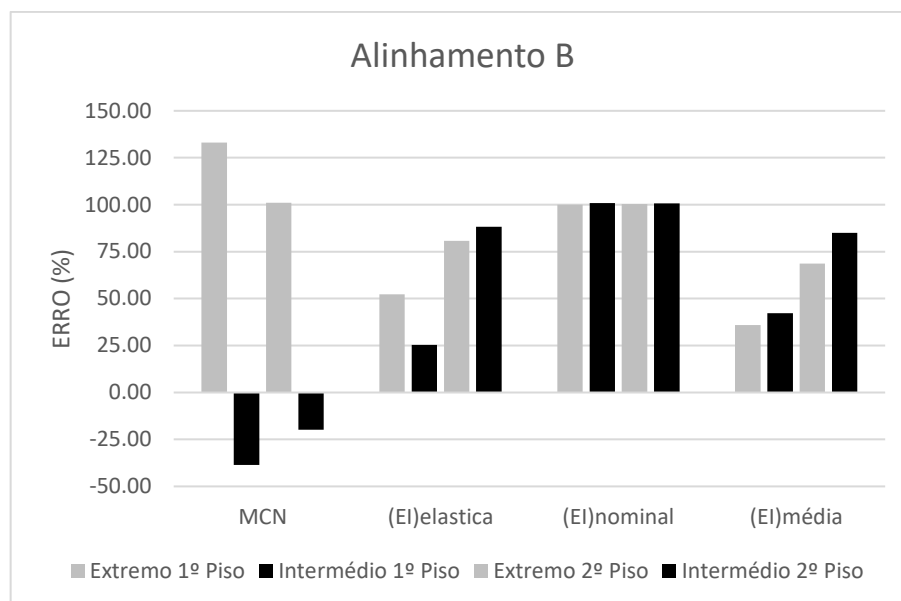


Figura 35 – Gráfico de barras dos erros percentuais do estudo paramétrico para o alinhamento B – edifício de 6 pisos

No alinhamento A, cada uma das três abordagens revela resultados mais equilibrados do que a utilização do MCN sem correção, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 36. Contudo, ao considerar o MRN como referência, verifica-se que a adoção da distribuição baseada na rigidez nominal relativa dos pilares, proporciona resultados que comprometem a segurança da estrutura, nomeadamente nos resultados dos pilares de extremidade. As restantes abordagens demonstram resultados seguros em todos os pilares do alinhamento, com melhorias significativas em comparação com o MCN sem correções, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 36.

No caso do alinhamento B, foi constatado que os resultados fornecidos pelo MCN sem correções foram insuficientes nos pilares mais rígidos, nomeadamente nos resultados dos pilares intermédios. A aplicação das três abordagens em estudo revela uma correção dessa deficiência do MCN, assegurando a segurança integral da estrutura, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 37.

Contudo, é fundamental salientar que esta melhoria observada é claramente relativa, tal como nos casos de estudo do Capítulo 4 e Subcapítulo 5. O estudo evidencia que a utilização destas abordagens nem sempre assegura a segurança da estrutura e, além disso, pode resultar em sobredimensionamentos, por vezes excessivos, quando comparados com o método de referência. Analogamente ao edifício de 4 pisos, a inevitabilidade do erro nos resultados deste estudo decorre de o momento total fornecido pelo MCN ser superior ao fornecido pelo MRN, como pode ser observado na Tabela 43.

Tabela 43 – Comparação dos momentos de 2ª ordem totais dos dois métodos – edifício de 6 pisos

Momento de 2ª Ordem Total (kNm)	
MRN	MCN
332	491
Erro (%)	+30

Embora não seja possível sugerir a utilização das abordagens corretivas como uma metodologia de quantificação de efeitos de 2ª ordem, devido aos erros consideráveis que apresentam em comparação com o MRN, ao longo deste trabalho foi observada uma tendência nos resultados obtidos através do estudo paramétrico nas três estruturas analisadas. Persiste a ideia de que poderá residir aqui uma pista para um possível estudo de calibração da aplicação do MCN a estruturas exclusivamente porticadas, uma vez que, sendo inevitável o erro, as três abordagens fornecem resultados mais coerentes do que se utilizar o MCN sem qualquer ajuste, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2.

6

CONCLUSÃO

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento desta investigação fundamentou-se nas limitações da metodologia fornecida pelo Eurocódigo 2 (EC2) para a quantificação dos efeitos globais de 2ª ordem, quando aplicada a edifícios com estruturas exclusivamente porticadas. O Método da Rigidez Nominal (MRN) é o mais apropriado para a quantificação dos efeitos globais de 2ª ordem; no entanto, requer a determinação da carga nominal global de encurvadura do edifício, a qual é descrita pelo anexo H do EC2 apenas no contexto de estruturas com elementos de contraventamento de elevada rigidez. O Método da Curvatura Nominal (MCN) é principalmente indicado para a quantificação de efeitos locais de 2ª ordem. Contudo, o EC2 permite a utilização do MCN na totalidade das estruturas, desde que sejam consideradas hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas [2]. Todavia, não fornece especificações detalhadas sobre como esta distribuição deve ser efetuada. Desta forma, torna-se importante avaliar a aplicabilidade do MCN a edifícios com estrutura exclusivamente porticadas como alternativa ao MRN, e compreender o fundamento da recomendação deixada em aberto pelo EC2, relativamente à distribuição realista das curvaturas.

A avaliação da aplicabilidade do MCN a edifícios com estrutura exclusivamente porticada foi conduzida neste estudo, por meio da análise de três estruturas distintas. Para tal, tomou-se como referência a aplicação MRN nessas mesmas estruturas, determinando a carga global nominal de encurvadura através da alternativa fornecida pelo software de cálculo estrutural Robot. No Capítulo 4, procurou-se, através de uma estrutura mais simplificada e com características idealizadas, extrair conclusões preliminares sobre os resultados que podem ser alcançados com a aplicação dos dois métodos. Este estudo serviu de base para os casos de aplicação final em edifícios. Desde logo foi possível constatar as diferenças evidentes entre os resultados dos dois métodos. O MRN demonstrou capacidade para distribuir os efeitos de 2ª ordem de acordo com as rigidezes relativas dos dois pilares da estrutura, atribuindo o momento de 2ª ordem mais elevado ao pilar de maior rigidez (em termos elásticos). Por sua vez, o MCN revelou incoerência ao ser aplicado à totalidade da estrutura, uma vez que, para pilares com rigidezes elásticas tão distintas, atribuiu momentos de 2ª ordem idênticos. Após a análise dos resultados obtidos pela aplicação dos dois métodos, prosseguiu-se com a comparação dos mesmos, utilizando o MRN como referência. Para além das incoerências mecânicas constatadas nos resultados do MCN, a comparação dos dois métodos revelou que o MCN fornece um momento de 2ª ordem insuficiente para o pilar mais rígido e um momento de 2ª ordem excessivo para o pilar menos rígido. Este fenómeno resulta simultaneamente num dimensionamento insuficiente do pilar mais rígido e num sobredimensionamento do pilar menos rígido.

No Capítulo 5, estendeu-se a aplicação do estudo comparativo realizado no Capítulo 4, a estruturas de maior escala, visando verificar se as conclusões observadas no Capítulo 4, por comparação dos efeitos de 2ª ordem determinados com base no MRN e MCN, se mantêm em edifícios reais e com um maior

número de variáveis. Para tal, foram analisados dois edifícios de alturas médias com características similares, distinguindo-se apenas na altura: um de 4 pisos e outro de 6 pisos, ambos com estruturas exclusivamente porticadas, solicitados exclusivamente por ações horizontais decorrentes do vento e das imperfeições geométricas. O padrão dos resultados observado na aplicação dos dois métodos (MRN e MCN) aos dois edifícios foi idêntico, dada a sua semelhança, e corroborou as conclusões retiradas do estudo preliminar realizado no Capítulo 4. O MRN revelou-se sensível às diferenças de rigidez elástica entre os vários pilares do edifício, atribuindo de forma coerente os efeitos de 2ª ordem. Contrariamente, o MCN evidenciou as mesmas deficiências constatadas no Capítulo 4, ao fornecer momentos de 2ª ordem de valores próximos a pilares com rigidezes elásticas tão discrepantes. A comparação dos valores obtidos pela aplicação dos dois métodos aos edifícios revelou erros extremamente acentuados nos resultados do MCN quando comparados com os do MRN. Os casos mais notáveis foram identificados na comparação dos resultados fornecidos para a família de pilares de canto (pilar de menor rigidez) e para a família de pilares interiores (pilar de maior rigidez). Estes dois pilares apresentam a maior diferença de rigidez elástica entre pilares do mesmo edifício, como exemplificado no 1º piso do edifício de 6 pisos, onde o pilar interior é 6 vezes mais rígido do que o pilar de canto (em termos elásticos). No entanto, o MCN atribui momentos de 2ª ordem de valor idêntico a este conjunto de pilares, o que resulta em sobredimensionamentos extremamente exagerados dos pilares menos rígidos (pilares de canto) e em dimensionamentos insuficientes dos pilares mais rígidos (pilares interiores), quando comparados com os resultados do MRN.

Devido à sua mobilidade horizontal ao nível dos pisos, este tipo de estrutura exclusivamente porticada requer uma metodologia que quantifique os efeitos de 2ª ordem de forma global, tal como o MRN. O facto de o MCN quantificar de forma isolada os efeitos de 2ª ordem de cada pilar, através de uma excentricidade de 2ª ordem fictícia que depende em grande parte das dimensões da secção transversal do mesmo, faz com que este método não tenha sensibilidade às diferenças de rigidez dos vários elementos do edifício, ignorando por completo a estrutura adjacente ao pilar em análise. Conforme evidenciado na comparação dos métodos (MRN e MCN), tanto para a estrutura simplificada como para os edifícios de 4 e 6 pisos, o MCN produz resultados de momentos de 2ª ordem mecanicamente incoerentes. Esses resultam em sobredimensionamentos excessivos nos pilares de menor rigidez e dimensionamentos insuficientes nos pilares de maior rigidez, comprometendo a segurança da estrutura. Com base nas evidências apresentadas neste trabalho, não se recomenda a utilização do MCN a estruturas exclusivamente porticadas sem um ajuste à distribuição dos efeitos de 2ª ordem quantificados pelo método.

6.2. RECOMENDAÇÕES

Como alternativa à utilização do MCN para quantificar os efeitos de 2ª ordem em edifícios de estrutura exclusivamente porticada, recomenda-se a adoção do MRN. Isso implica determinar a carga global nominal de encurvadura do edifício por meio de um software de cálculo estrutural, como o Robot ou um programa similar, capaz de realizar análises de encurvadura de estruturas e fornecer resultados confiáveis para o valor da carga global nominal de encurvadura, conforme realizado neste trabalho.

As conclusões obtidas no decurso deste trabalho não possibilitam a renúncia à dependência de recorrer a softwares de cálculo estrutural para a quantificação dos efeitos globais de 2ª ordem em edifícios porticados. No entanto, por meio da análise realizada nos Subcapítulos 5.2.1 e 5.3.1, foi avaliada a influência da deformação por flexão dos troços dos pilares dos dois primeiros pisos do edifício, no valor da carga nominal global de encurvadura, bem como no respetivo fator de amplificação das ações horizontais. Verificou-se que, tanto a redução da rigidez nos dois primeiros pisos, como a redução total em altura, resultam em valores de fator de amplificação das ações horizontais equivalentes. Esta hipótese

viabiliza uma simplificação na aplicação do MRN a edifícios desta natureza, uma vez que permite prescindir de um número considerável de elementos do seu processo iterativo demorado, os quais não exercem influência sobre o resultado da aplicação do método. É importante salientar que esta consideração foi analisada exclusivamente em edifícios de altura média e que deve ser sempre confirmada por meio da abordagem simplificada descrita neste trabalho.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O EC2 menciona que o MCN pode ser aplicado à totalidade da estrutura, desde que sejam feitas hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas. Contudo, não fornece qualquer orientação sobre como essa distribuição deve ser efetuada. Com base nessa recomendação do EC2, foi realizado nos Capítulos 4 e 5 um estudo paramétrico com o objetivo de identificar regras práticas que possam corrigir os resultados do MCN, visando melhorar sua aproximação aos resultados do MRN. Para tal, foram utilizados os resultados fornecidos pelo MCN, ou seja, os momentos totais de 2ª ordem, os quais foram redistribuídos através de três abordagens distintas baseadas na rigidez relativa dos pilares, com o objetivo de explorar uma distribuição mais realista dos efeitos de 2ª ordem. Constatou-se, por meio dos erros percentuais dos resultados de cada abordagem em comparação com o MRN, que qualquer uma delas proporciona resultados mais próximos do MRN do que o MCN sem ajustes. No entanto, é importante salientar que a melhoria observada é apenas em relação ao MCN clássico, uma vez que as três abordagens continuam a fornecer resultados com um excesso significativo em alguns elementos e resultados insuficientes em outros. Essa circunstância implicaria que a aplicação das três abordagens neste edifício resultasse simultaneamente em sobredimensionamentos e subdimensionamentos. O erro deste estudo paramétrico está desde logo presente no valor do momento de 2ª ordem total a ser redistribuído, uma vez que apresenta desvios relativamente ao total fornecido pelo método de referência (MRN).

Embora não seja viável recomendar a utilização de qualquer uma das abordagens, os resultados obtidos podem indicar uma potencial direção para estudos futuros visando a calibração do MCN quando aplicado a estruturas exclusivamente porticadas, uma vez que, sendo inevitável o erro, as três abordagens oferecem resultados mais coerentes do que a utilização do MCN sem qualquer ajuste, alinhando-se com uma distribuição mais realista, conforme recomendado pelo EC2. O trabalho desenvolvido poderá ser ainda enriquecido com o estudo de mais variáveis que influenciam fortemente os resultados do MCN, tais como o esforço axial atuante em cada elemento.

Outra possibilidade de estudo de calibração do MCN quando aplicado à globalidade da estrutura, poderá passar pela obtenção da média das excentricidades de 2ª ordem em cada piso e pela sua aplicação a cada pilar, de forma a assegurar a uniformidade dos deslocamentos horizontais em cada piso, algo que a aplicação do MCN clássico não consegue alcançar. A multiplicação desta excentricidade média pelo esforço axial atuante em cada elemento, o qual está intrinsecamente relacionado com a rigidez elástica de cada pilar, poderá fornecer momentos de 2ª ordem mecanicamente mais coerentes do que a aplicação do MCN sem ajustes. No entanto, os resultados deste estudo devem ser sempre comparados com os obtidos pela aplicação do MRN nas estruturas em estudo.

REFRÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Rui Faria, Mário Pimentel - Textos de Apoio da Unidade Curricular de Dimensionamento de Estruturas de Betão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: 2022.
- [2] - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. 2010.
- [3] Mendes, Vânia Daniela da Silva - Análise dos efeitos de segunda ordem em estruturas de betão armado com base nos métodos simplificados do EC2 Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [4] Appleton, Júlio - Estruturas de Betão. 2013.
- [5] Santos, Rafael Baldisserra dos - Efeitos Globais de 2ª Ordem em Edifícios Porticados de Betão Armado, Recorrendo ao Método da Rigidez Nominal do EC2. FEUP Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2021.

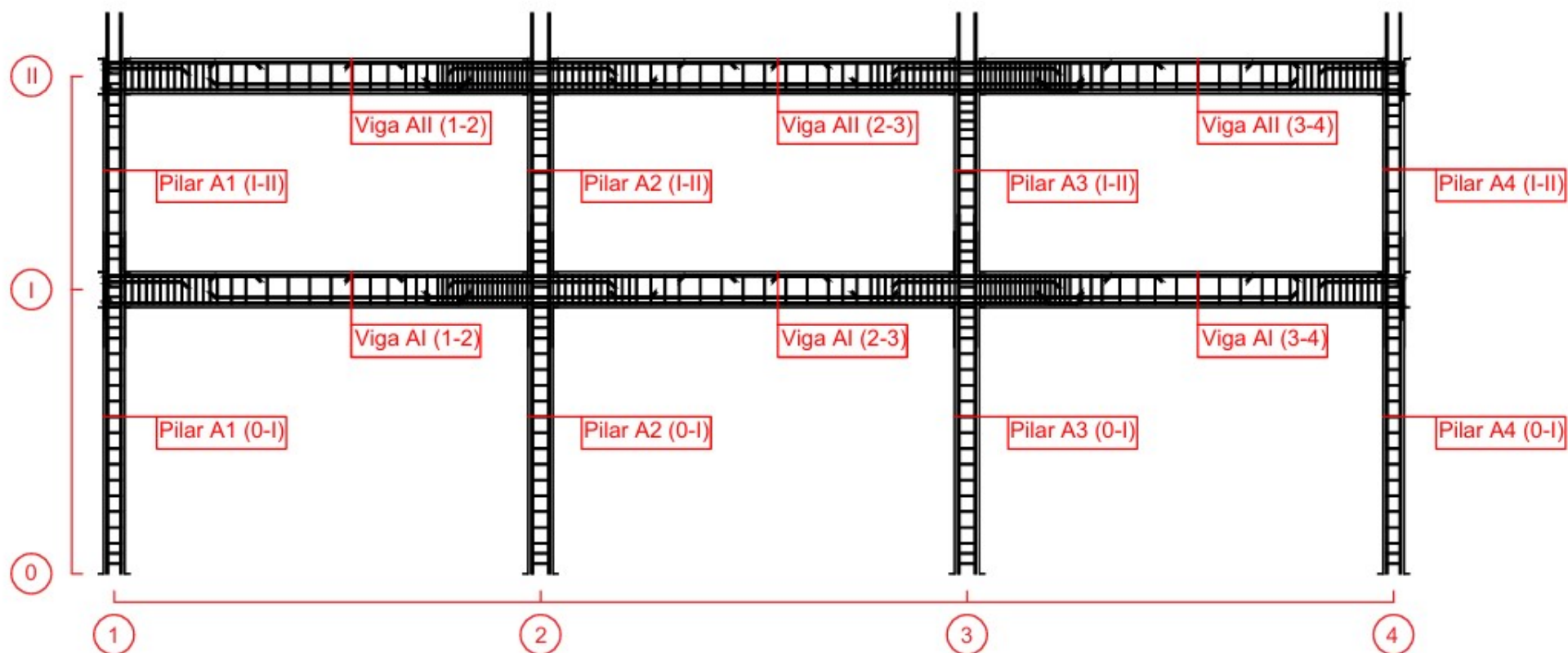
ANEXOS

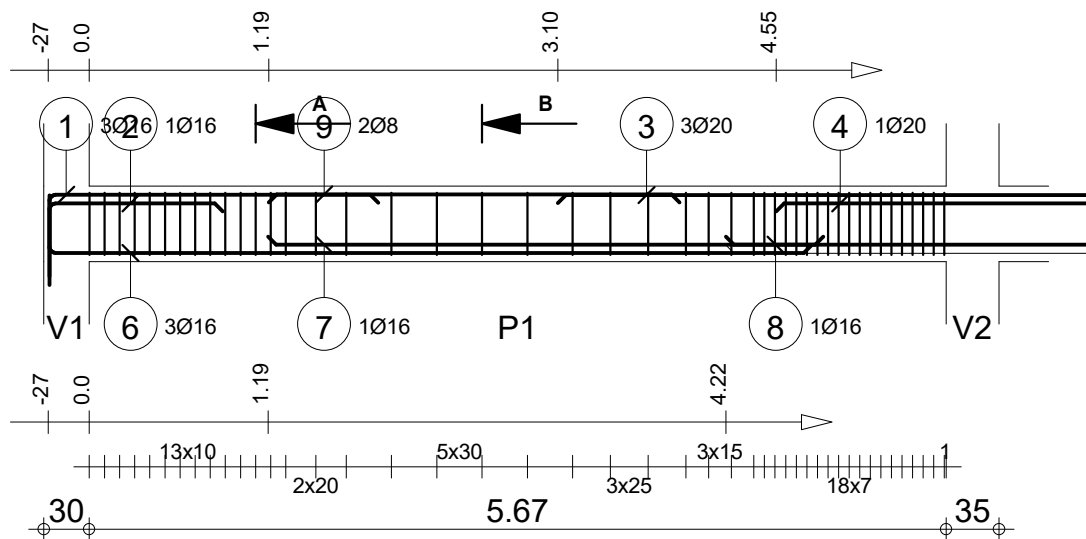
**A1 – PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURA DOS ELEMENTOS DO 1º E 2º PISO:
ALINHAMENTO A**

**A2 – PORMENORES DAS SOLUÇÕES DE ARMADURA DOS ELEMENTOS DO 1º E 2º PISO:
ALINHAMENTO B**

A1

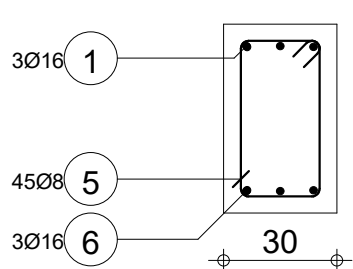
Alinhamento A 1º e 2º Piso



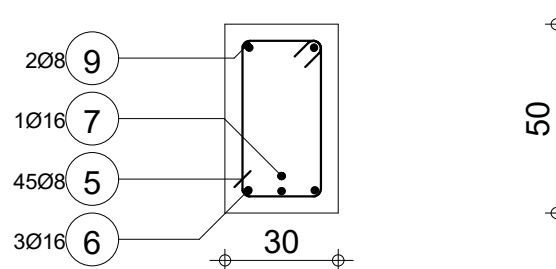


Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
1	3Ø16	l=2.70	B500B
2	1Ø16	l=1.67	B500B
3	3Ø20	l=5.49	B500B
4	1Ø20	l=2.35	B500B
5	45Ø8	l=1.37	B500A
6	3Ø16	l=5.41	B500B
7	1Ø16	l=3.68	B500B
8	1Ø16	l=3.26	B500B
9	2Ø8	l=2.72	B500A

A-A



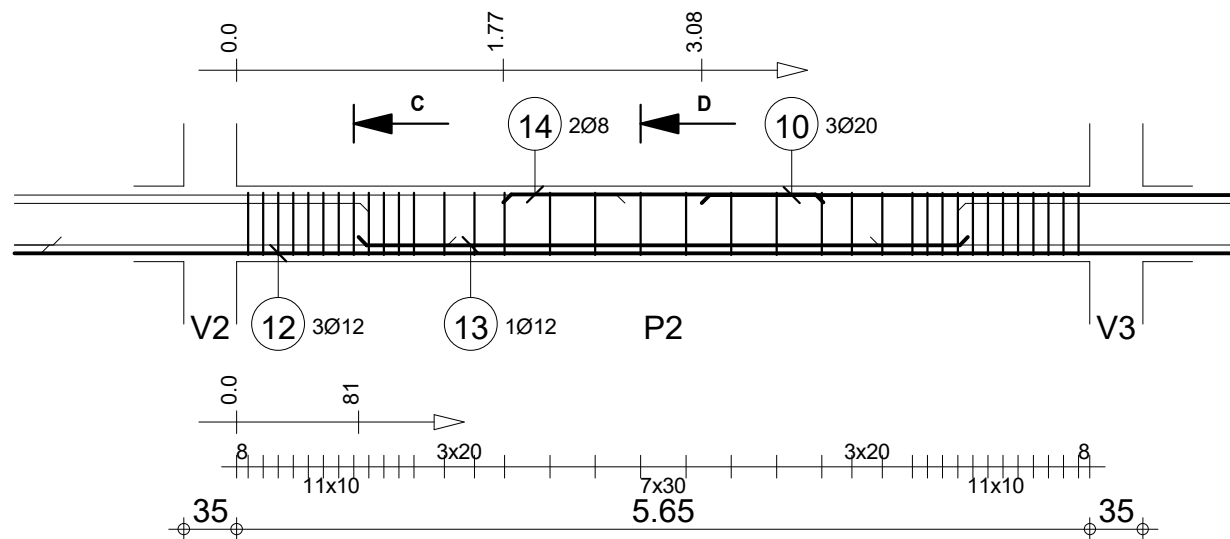
B-B



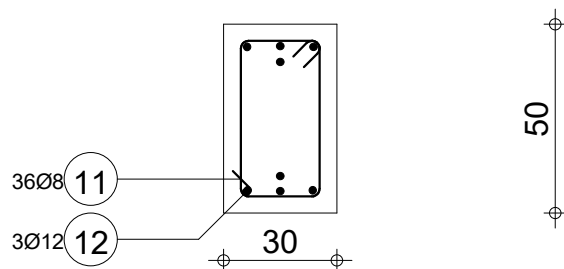
Viga AI (1-2); Viga AII (1-2)

Secção 30x50

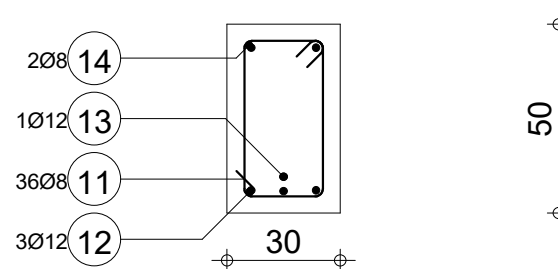
Concrete : C25/30 = 0.922 m³	Steel B500B = 98.4 kg	Steel B500A = 26.4 kg
Formwork = 8 m²	Bottom cover 4 cm	Top cover 4 cm
Density (unit weight) = 135.6 kg/m³	Side cover 4 cm	
Average diameter = 12.1mm	View scale 1/50	Section scale 1/20



C-C



D-D



Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
10	3Ø20	l=5.49	B500B
11	36Ø8	l=1.37	B500A
12	3Ø12	l=9.26	B500B
13	1Ø12	l=4.03	B500B
14	2Ø8	l=2.12	B500A

Viga AI (2-3); Viga AII (2-3)

Secção 30x50

Concrete : C25/30 = 0.9 m3

Formwork = 7.69 m2

Density (unit weight) = 100 kg/m3

Average diameter = 11.2mm

Steel B500B = 68.9 kg

Steel B500A = 21.1 kg

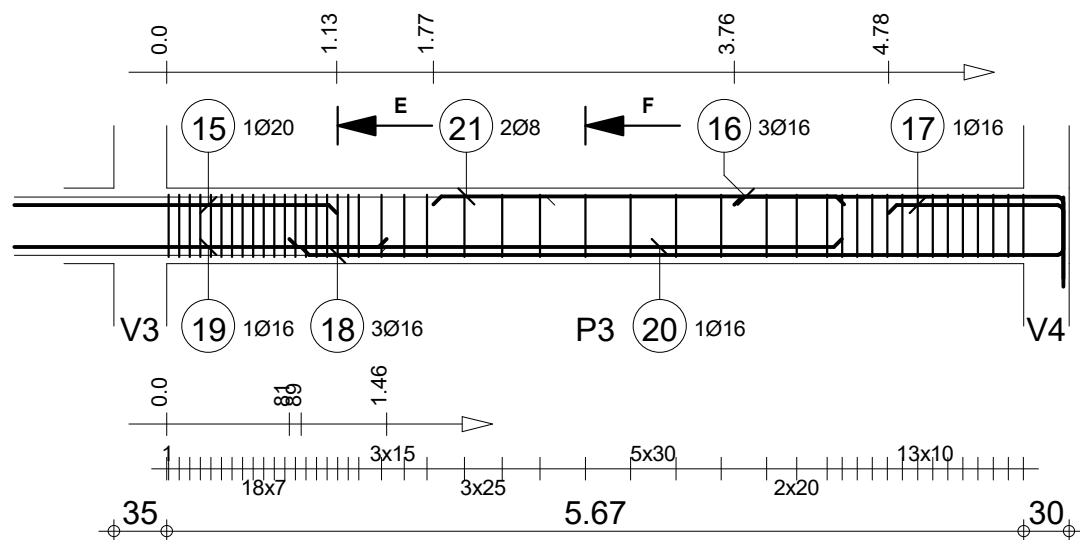
Bottom cover 4 cm

Side cover 4 cm

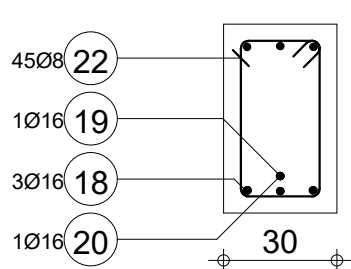
Top cover 4 cm

View scale 1/50

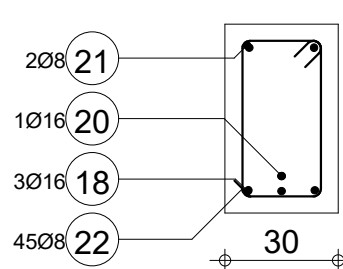
Section scale 1/20



E-E



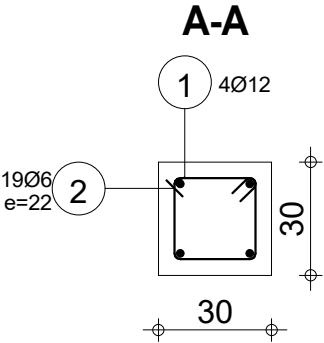
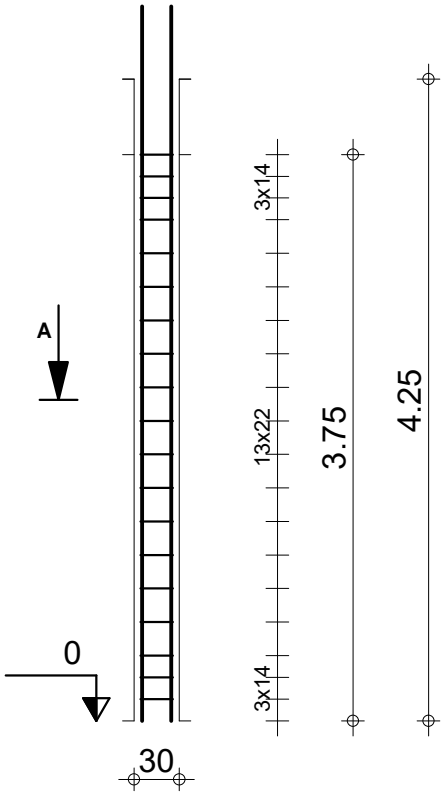
F-F



Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
15	1Ø20	l=2.35	B500B
16	3Ø16	l=2.70	B500B
17	1Ø16	l=1.68	B500B
18	3Ø16	l=5.41	B500B
19	1Ø16	l=3.26	B500B
20	1Ø16	l=3.66	B500B
21	2Ø8	l=2.72	B500A
22	45Ø8	l=1.37	B500A

			Steel B500B = 57.8 kg	
		Concrete : C25/30 = 0.922 m³	Steel B500A = 26.4 kg	
Viga AI (3-4); Viga AII (3-4)	Secção 30x50	Formwork = 8 m²	Bottom cover 4 cm Side cover 4 cm Top cover 4 cm	
		Density (unit weight) = 91.32 kg/m³ Average diameter = 10.9mm	View scale 1/50 Section scale 1/20	Page 3/3

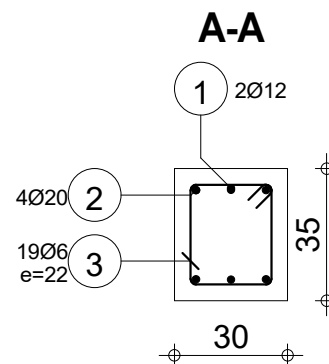
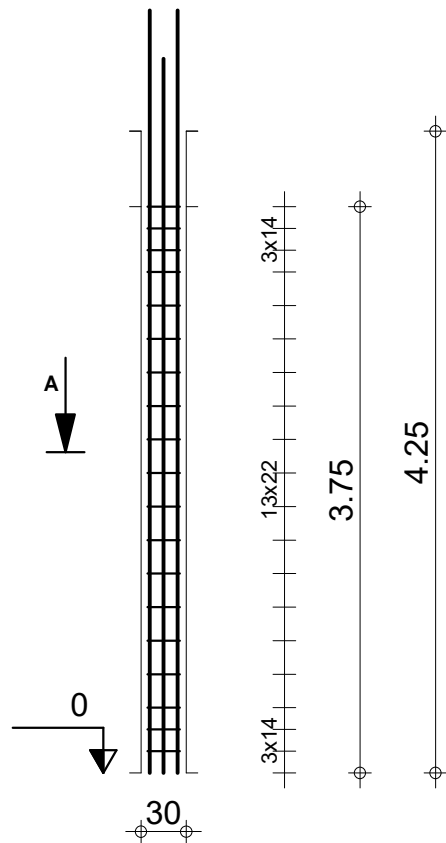
Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	4Ø12	l=4.73	4.73	B500C
2	19Ø6	l=98	22 7	B500C



Pilar A1 (0-I); Pilar A4 (0-I)

Secção 30x30

Steel B500C = 16.8 kg	Concrete : C25/30 = 0.337 m3
Steel B500C = 4.12 kg	Formwork = 4.5 m2
Cover 4 cm	
View scale 1/50	
Section scale 1/20	



Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
1	2Ø12	l=4.73 4.73	B500C
2	4Ø20	l=5.05 5.05	B500C
3	19Ø6	l=1.08 22 7	B500C

Pilar A2 (0-I); Pilar A3 (0-I)

Secção 30x35

Steel B500C = 58.2 kg Concrete : C25/30 = 0.394 m3

Steel B500C = 4.54 kg Formwork = 4.88 m2

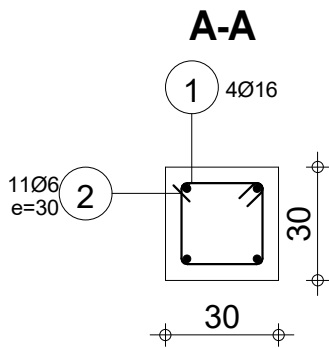
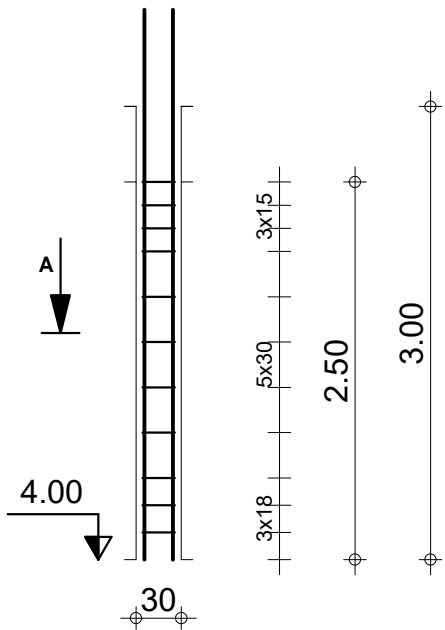
Cover 4 cm

View scale 1/50

Section scale 1/20

Page 1/1

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	4Ø16	l=3.64	3.64	B500C
2	11Ø6	l=98		B500C



Pilar A1 (I-II); Pilar A4 (I-II)

Secção 30x30

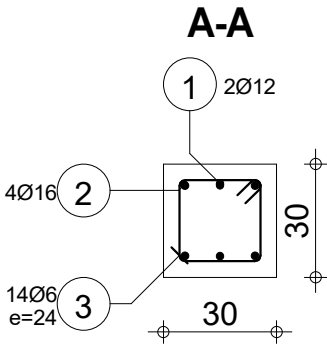
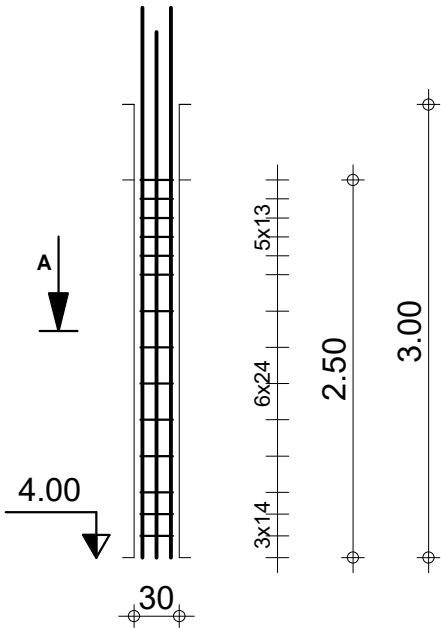
Steel B500C = 23 kg Concrete : C25/30 = 0.225 m3

Steel B500C = 2.39 kg Formwork = 3 m2

Cover 4 cm

View scale 1/50
Section scale 1/20

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	2Ø12	l=3.48	3.48	B500C
2	4Ø16	l=3.64	3.64	B500C
3	14Ø6	l=98	22 7 3	B500C



Pilar A2 (I-II); Pilar A3 (I-II)

Secção 30x30

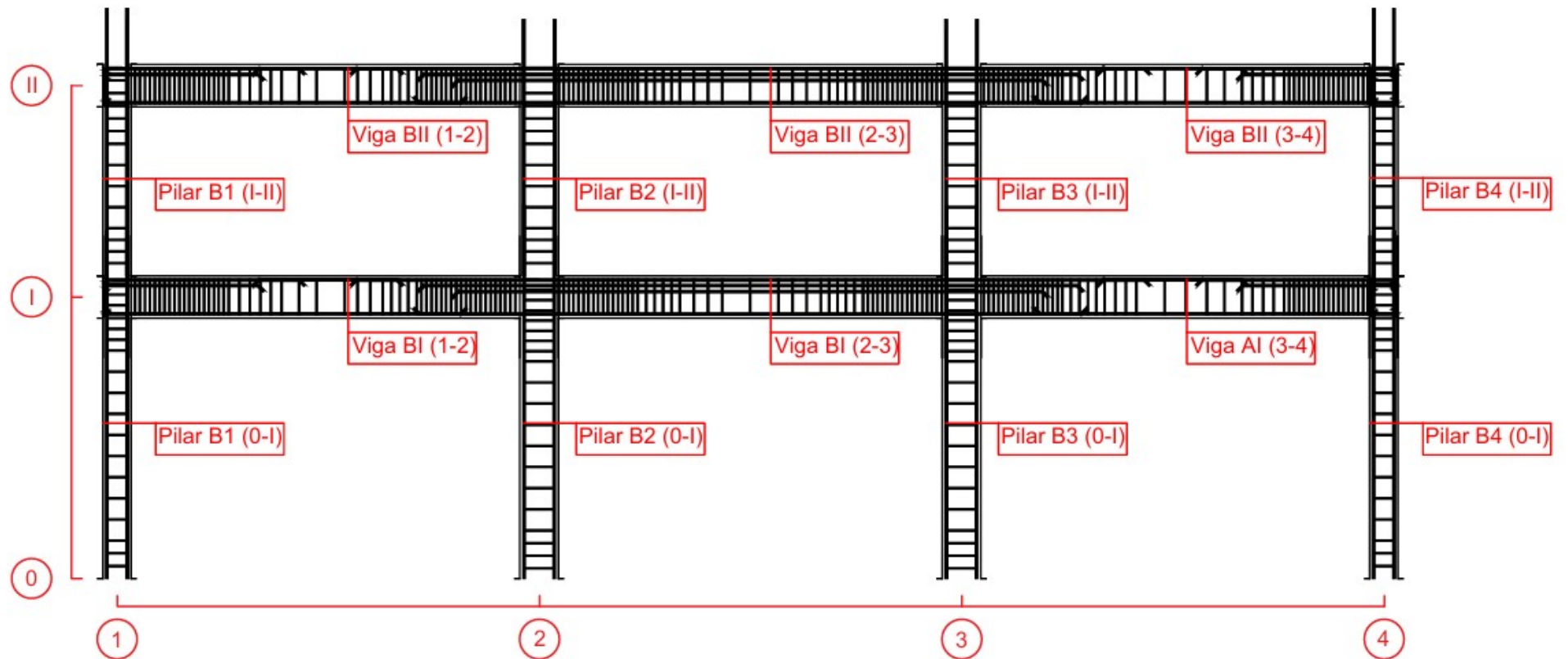
Steel B500C = 29.2 kg Concrete : C25/30 = 0.225 m3
Steel B500C = 3.04 kg Formwork = 3 m2

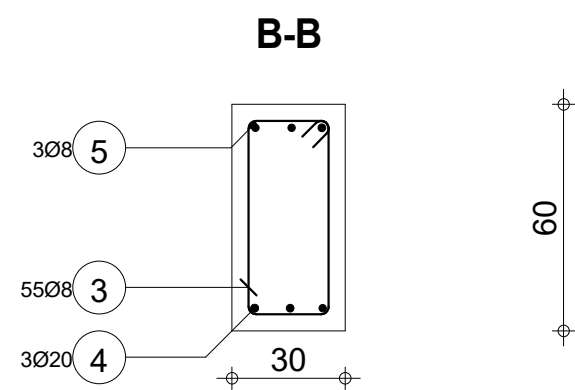
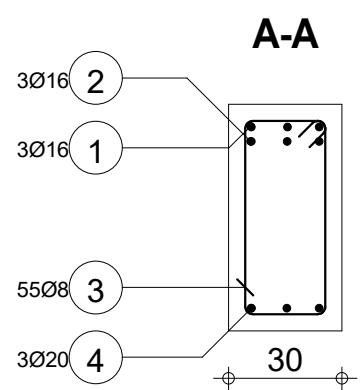
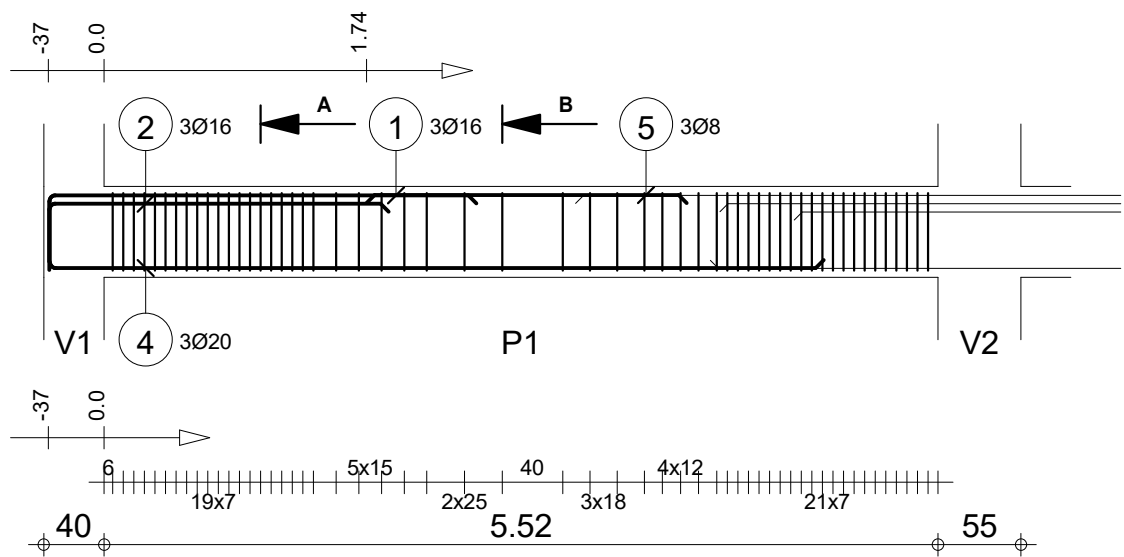
Cover 4 cm

View scale 1/50
Section scale 1/20

A2

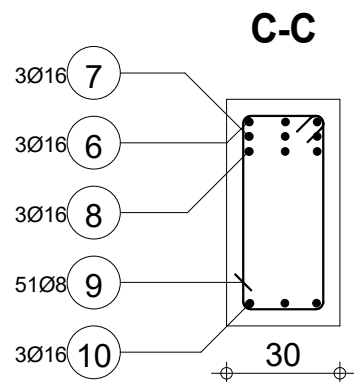
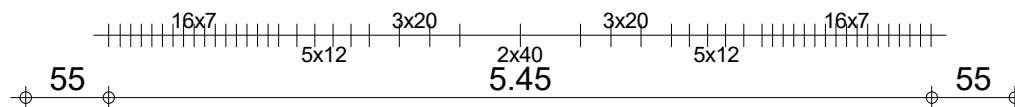
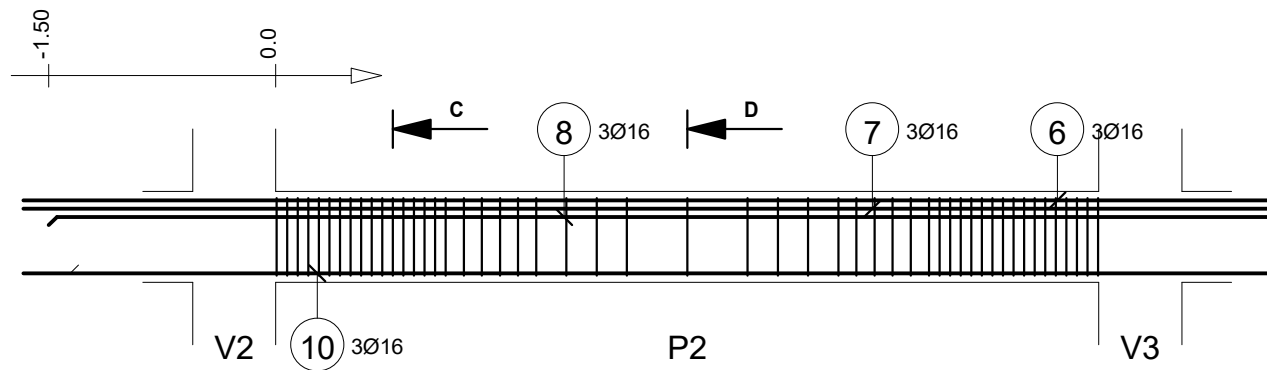
Alinhamento B 1º e 2º Piso



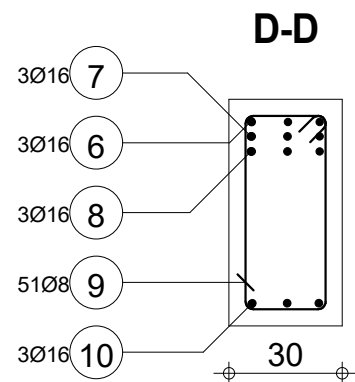


Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
1	3Ø16	l=3.25 2.83	B500B
2	3Ø16	l=2.67 2.25	B500B
3	55Ø8	l=1.58 22 7	B500A
4	3Ø20	l=5.55 5.13	B500B
5	3Ø8	l=2.12 2.12	B500A

			Steel B500B = 69.1 kg	
		Concrete : C25/30 = 1.12 m3	Steel B500A = 36.7 kg	
Viga BI (1-2); Viga BII (1-2)	Secção 30x60	Formwork = 9.27 m2	Bottom cover 4 cm Top cover 4 cm	
			Side cover 4 cm	
		Density (unit weight) = 94.64 kg/m ³	View scale 1/50	Page 1/3
		Average diameter = 10.7mm	Section scale 1/20	



60



60

Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
6	3Ø16	l=11.35	B500B
7	3Ø16	l=9.45	B500B
8	3Ø16	l=8.46	B500B
9	51Ø8	l=1.58	B500A
10	3Ø16	l=9.56	B500B

Viga BI (2-3); Viga BII (2-3)

Secção 30x60

Concrete : C25/30 = 1.08 m3

Formwork = 8.84 m2

Density (unit weight) = 200 kg/m3

Average diameter = 12.7mm

Steel B500B = 184 kg

Steel B500A = 31.7 kg

Bottom cover 4 cm

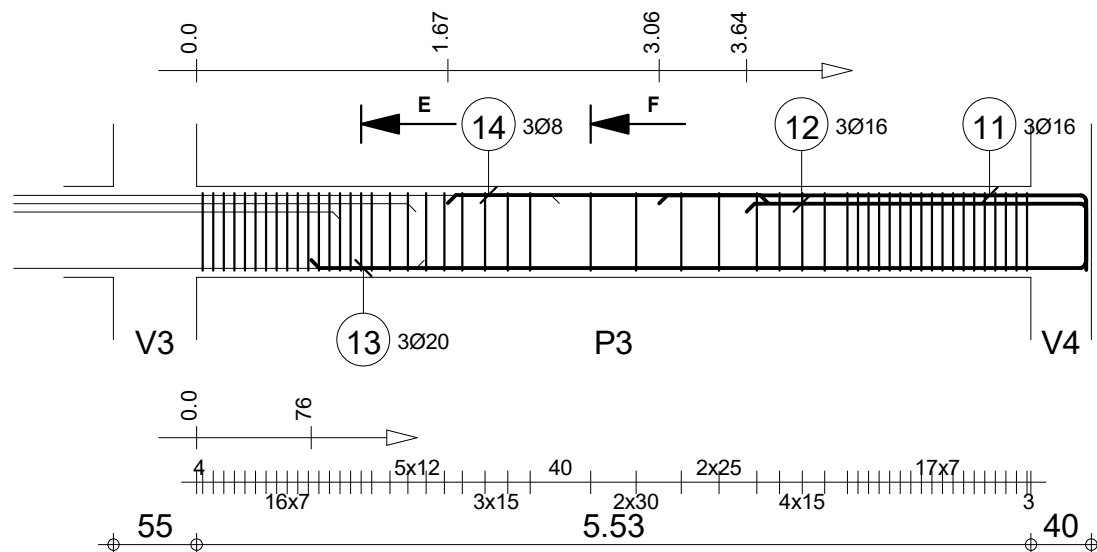
Side cover 4 cm

Top cover 4 cm

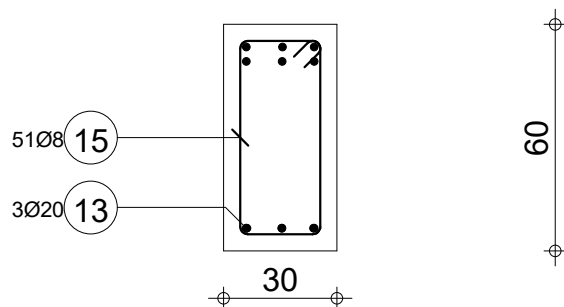
Draw scale 1/50

Section scale 1/20

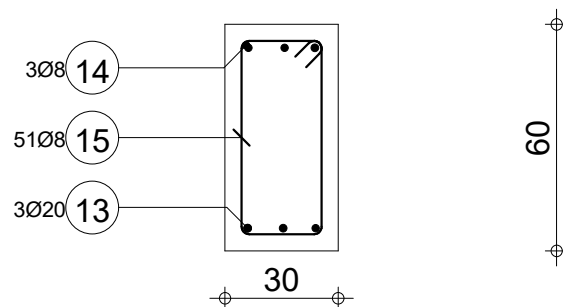
Page 2/3



E-E



F-F



Pos.	Reinforcement	Shape	Steel
11	3Ø16 l=3.25	2.84 45	B500B
12	3Ø16 l=2.67	2.26 45	B500B
13	3Ø20 l=5.55	5.14 45	B500B
14	3Ø8 l=2.12	2.12	B500A
15	51Ø8 l=1.58	22 7 45	B500A

Viga BI (3-4); Viga BII (3-4)

Secção 30x60

Concrete : C25/30 = 1.12 m3

Formwork = 9.28 m2

Density (unit weight) = 91.96 kg/m3

Average diameter = 10.8mm

Steel B500B = 69.1 kg

Steel B500A = 34.2 kg

Bottom cover 4 cm

Side cover 4 cm

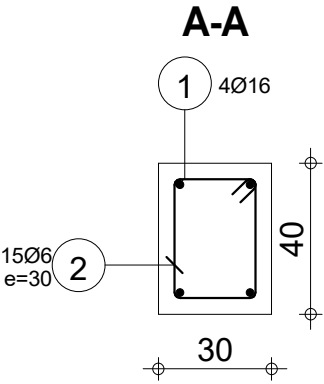
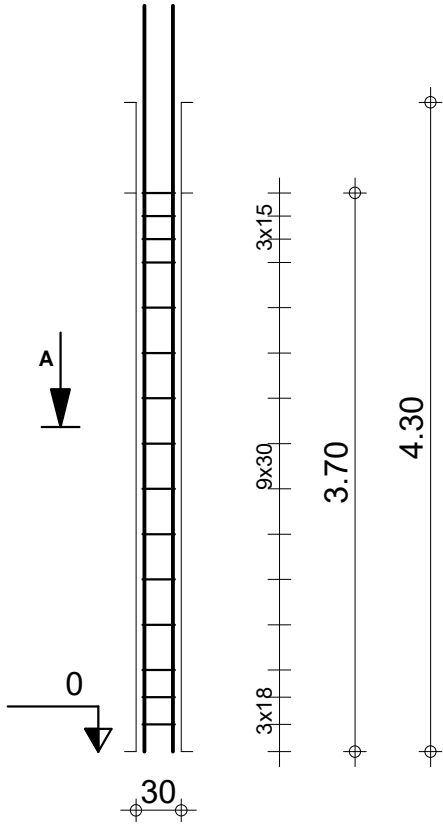
View scale 1/50

Section scale 1/20

Top cover 4 cm

Page 3/3

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	4Ø16	l=4.94	4.94	B500C
2	15Ø6	l=1.18	22 7 3	B500C



Pilar B1 (0-I); Pilar B4 (0-I)

Secção 30x40

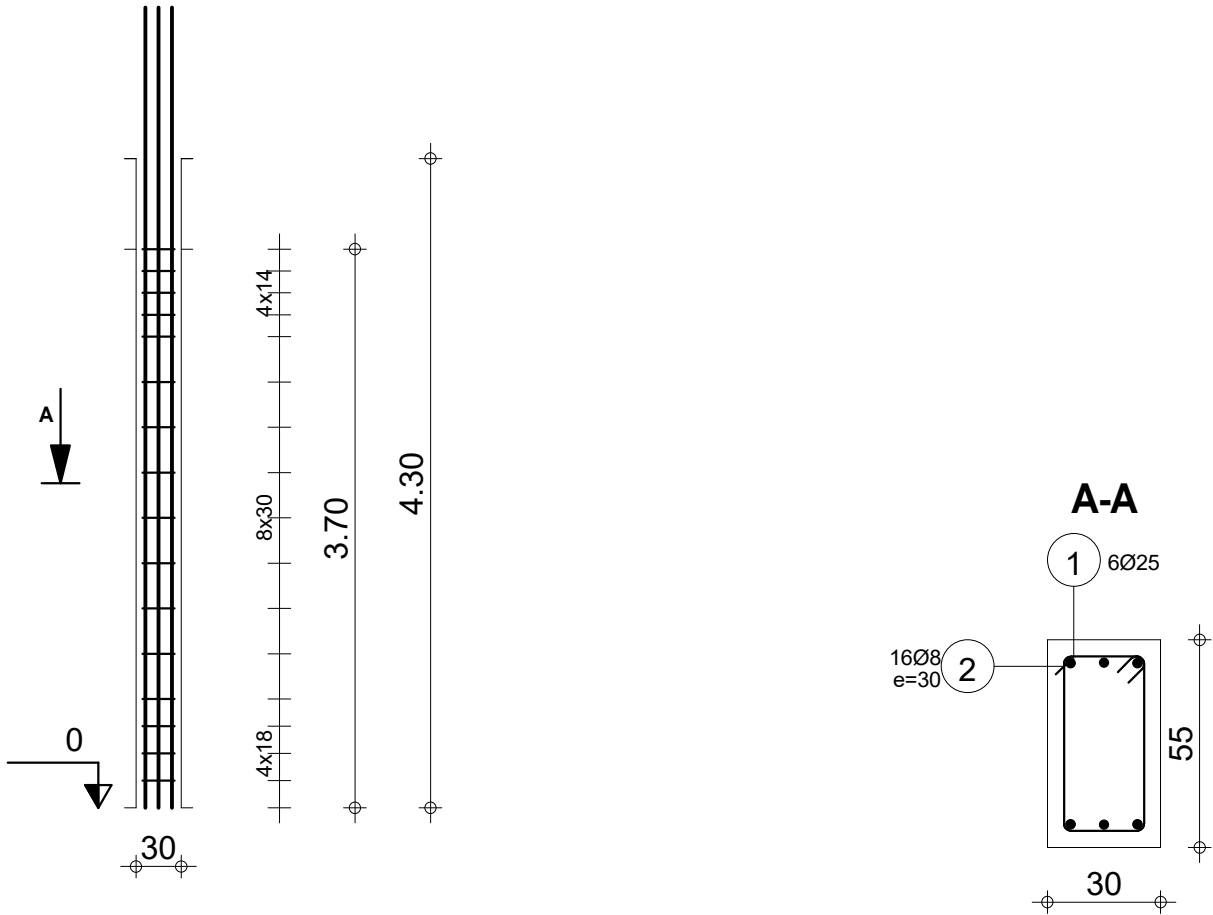
Steel B500C = 31.2 kg Concrete : C25/30 = 0.444 m3

Steel B500C = 3.92 kg Formwork = 5.18 m2

Cover 4 cm

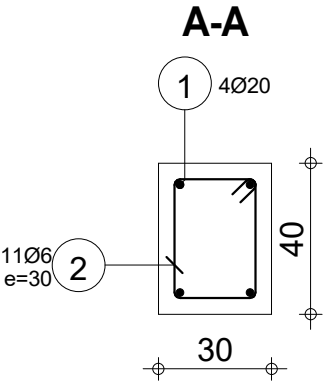
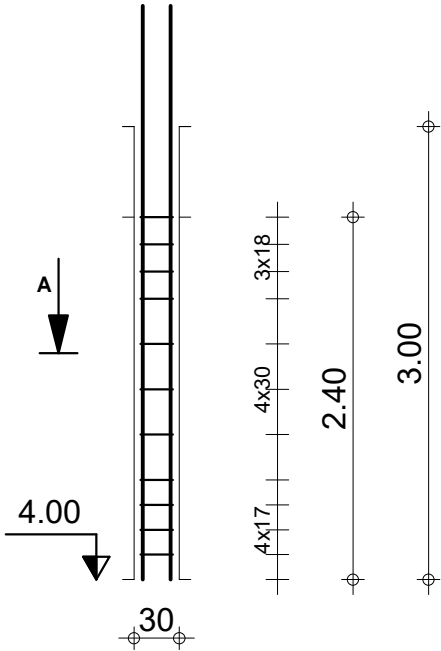
View scale 1/50
Section scale 1/20

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	6Ø25	l=5.30	5.30	B500C
2	16Ø8	l=1.48	22 7	B500C



Pilar B2 (0-I); Pilar B3 (0-I)	Secção 30x55	Steel B500C = 123 kg Concrete : C25/30 = 0.611 m3	
		Steel B500C = 9.32 kg Formwork = 6.29 m2	
		Cover 4 cm	
		View scale 1/50 Section scale 1/20	Page 1/1

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	4Ø20	l=3.80	3.80	B500C
2	11Ø6	l=1.18	22 7 3	B500C



Pilar B1 (I-II); Pilar B4 (I-II)

Secção 30x40

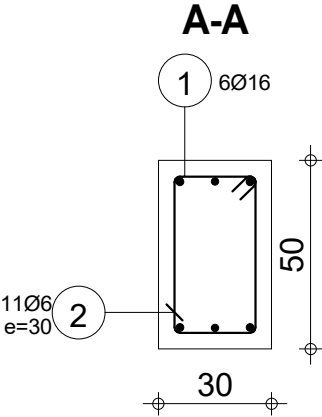
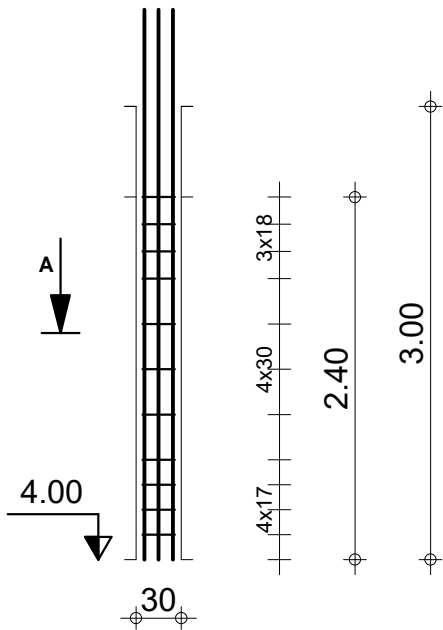
Steel B500C = 37.5 kg Concrete : C25/30 = 0.288 m3

Steel B500C = 2.87 kg Formwork = 3.36 m2

Cover 4 cm

View scale 1/50
Section scale 1/20

Pos.	Reinforcement		Shape	Steel
1	6Ø16	l=3.64	3.64	B500C
2	11Ø6	l=1.38	22 7 3	B500C



Pilar B2 (I-II); Pilar B3 (I-II)	Secção 30x50	Steel B500C = 34.5 kg Concrete : C25/30 = 0.36 m3	
		Steel B500C = 3.36 kg Formwork = 3.84 m2	
		Cover 4 cm	
		View scale 1/50 Section scale 1/20	Page 1/1