

TOLERÂNCIAS NO DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Catarina de Jesus Fernandes

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Estruturas
Dissertação**

ORIENTADORES: Professor Doutor João Carlos Vinagre Nascimento Santos
Professora Cristiana Nadir Gonilho Pereira

Julho de 2017

Dissertação submetida no Instituto Politécnico de Setúbal

TOLERÂNCIAS NO DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Mestrado em Engenharia Civil

DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO

Declaro ser a autora deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Catarina de Jesus Fernandes



(assinatura)

DIREITOS DE COPIA OU COPYRIGHT

© **Copyright:** Catarina de Jesus Fernandes

O Instituto Politécnico de Setúbal tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

A meus Pais

O prazer no trabalho aperfeiçoa a obra.

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Apesar do carácter individual deste trabalho, a sua concretização não teria sido possível sem a orientação, incentivo e apoio de algumas pessoas, pelo que gostaria de expressar o meu agradecimento a todos que direta ou indiretamente me acompanharam ao longo do meu percurso académico.

Em primeiro lugar, quero expressar o meu agradecimento ao meu orientador, Professor Doutor João Vinagre Santos, e à minha coorientadora, Professora Cristiana Pereira, pela disponibilidade, pela paciência, pelo incentivo, pela orientação e pelos conhecimentos que me transmitiram.

A todos os docentes da ESTBarreiro/IPS pelo apoio, incentivo e pelos conhecimentos transmitidos durante a licenciatura e mestrado, nomeadamente: ao Professor Doutor Pedro Neto pelo apoio e pela ajuda na tradução de documentos; ao Professor Doutor Miguel Lourenço por me ter auxiliado e esclarecido as dúvidas no âmbito do programa de cálculo automático *GALA Reinforcement*; ao Professor Paulo Gil pela disponibilidade imediata e pelo tempo despendido em desenvolver esforços para obter resultados de ensaios, de betão e de aço; e à Professora Doutora Ana Bártole pela ajuda na decisão de estratégias para desenvolver o presente estudo.

Ao Eng.º Carlos Santinho Horta, da empresa Infraestruturas de Portugal, por me ter disponibilizado resultados de ensaios de betão e de aço da nova ponte sobre a foz do rio Dão.

À Professora Albertina Palma pelas propostas de correção.

Aos meus colegas e amigos pelo incentivo e por todas as inúmeras experiências partilhadas ao longo do meu percurso académico.

À Maria João e às funcionárias do bar da ESTBarreiro/IPS (Manuela Ribeiro, Ana Santos e Rosa Mota), pelo apoio, incentivo e pelos bons momentos passados ao longo do meu percurso académico.

À responsável da Reprografia da ESTBarreiro/IPS, Rosa Laranjeiro, e à funcionária, Cândida Sousa, pela paciência que tiveram em satisfazer as minhas exigências nas impressões dos diapositivos das aulas e dos trabalhos que desenvolvi no âmbito do curso.

A todos os funcionários da ESTBarreiro/IPS.

Por último, mas não menos importante, aos meus pais, Lucinda e José, por todo o apoio ao longo de todo o meu percurso académico.

A todos o meu Muito Obrigada.

RESUMO

Dada a complexidade e elevado número de intervenientes em obra, é difícil garantir rigor nas dimensões dos elementos de betão armado, pelo que podem existir algumas diferenças na geometria dos elementos estruturais construídos em relação ao definido em projeto. Assim sendo, e de modo a garantir que, não obstante a existência destas diferenças, o comportamento especificado exigido aos elementos estruturais não seja alterado, os regulamentos especificam um conjunto de valores, aos quais designam de tolerâncias dimensionais, que importa verificar.

As tolerâncias, definidas como sendo a diferença entre o limite superior e o limite inferior admissíveis para uma determinada dimensão, têm como principal objetivo limitar os possíveis desvios que possam ocorrer durante a fase de execução da estrutura, admitindo a possibilidade da ocorrência de uma pequena diferença entre as dimensões estabelecidas em projeto e as que são realmente executadas em obra.

Como ainda existe alguma dificuldade em interpretar e compreender o seu papel optou-se por realizar o presente trabalho.

Em primeiro lugar procedeu-se ao levantamento das tolerâncias especificadas nos principais regulamentos de estruturas de betão armado (Eurocódigos, Model Code 2010, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado e Normas Americanas) e em bibliografia de referência.

Numa segunda fase, fez-se uma análise mais detalhada ao estipulado no Eurocódigo 2 e na norma NP EN 13670 e, procedeu-se à seleção das tolerâncias que poderiam ter influência na resistência das secções dos elementos de betão armado e, conseqüentemente, na resistência estrutural.

Com recurso ao programa de cálculo automático *GALA Reinforcement*, e de modo a avaliar a influência das tolerâncias na resistência das secções, executou-se, de seguida, um pequeno estudo paramétrico num conjunto de secções de forma a avaliar a influência das tolerâncias nas resistências de vigas e pilares. Este estudo permitiu concluir que são os desvios na altura útil aqueles que têm maior impacto na resistência das secções.

De forma a que a resistência dos elementos estruturais não seja afetada pelas tolerâncias, considera-se necessário exigir maior rigor na altura útil das secções da viga, nas secções de pequena dimensão, nas secções muito armadas e nas dimensões das secções dos pilares (largura e altura útil da secção).

PALAVRAS-CHAVE: Tolerâncias, Regulamentação, Betão Armado, Dimensões, Resistência.

ABSTRACT

Due to the complexity and high number of people involved in construction site, it is difficult to guarantee accuracy in the dimensions of the reinforced concrete elements so that there may be some differences in the geometry of the structural elements constructed in relation to that defined in project. Thus, in order to ensure that, notwithstanding the existence of such differences, the specified behavior required of the structural elements is not altered, the regulations specify a set of values, which they designate as dimensional tolerances, which need to be checked.

The main objective of tolerances, defined as the difference between the upper and the lower limit permissible for a given dimension, is to limit possible deviations that may occur during the execution phase of the structure, allowing the possibility of a small difference between the dimensions established in project and those actually carried out on site.

As there are still some difficulties in understanding the role of dimensional tolerances defined by regulation, the present work was carried out, in which a detailed analysis of the tolerances specified by the main regulations of reinforced concrete structures is carried out.

Firstly, the tolerances specified in the main regulations for reinforced concrete structures (Eurocodes, Model Code 2010, Regulations on Reinforced and Reinforced Concrete Structures and American Standards) and reference bibliographies were identified.

In a second phase, a detailed analysis based on Eurocode 2 and in NP EN 13670 specifications to enable the selection of the tolerances that could have influence in the resistance of the reinforced concrete elements cross sections of and, consequently, in the structural resistance.

Using the *GALA Reinforcement* automatic calculation program, and in order to evaluate the influence of the tolerances on the strength of the cross sections, the effective depth and the width of the section, a parametric study was performed. The study allowed to conclude that the allowed deviations for the effective depth are those that have greater impact in the section resistance.

Finally, more attention should be given to the effective depth of elements cross sections, cross sections of reduced dimension, sections with high percentage of steel and columns cross sections, in order to ensure that the strength of the structural elements are not affected by tolerances.

KEY WORDS: Tolerances, Regulation, Reinforced Concrete, Dimensions, Resistance.

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3. MOTIVAÇÃO	2
1.4. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO	3
1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. TOLERÂNCIAS REGULAMENTARES	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. TOLERÂNCIAS NA CONSTRUÇÃO.....	5
2.2.1. FUNÇÃO DAS TOLERÂNCIAS.....	6
2.2.2. DEFINIÇÃO DAS TOLERÂNCIAS	6
2.2.3. TERMINOLOGIA DE BASE.....	7
2.3. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR.....	8
2.4. VALORES REGULAMENTARES.....	11
2.4.1. GENERALIDADES	11
2.4.1.1. Classificação das tolerâncias (NP EN 13670 e MC2010).....	12
2.4.1.2. Coeficientes parciais relativos aos materiais.....	12
2.4.2. TOLERÂNCIAS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA E A ESTABILIDADE DA ESTRUTURA	14
2.4.2.1. Pilares e paredes	14
2.4.2.2. Vigas e lajes.....	20
2.4.2.3. Dimensões da secção transversal.....	21

2.4.2.4. Recobrimento das armaduras	29
2.4.2.5. Posicionamento das armaduras	31
2.4.3. TOLERÂNCIAS QUE NÃO INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DA ESTRUTURA	35
2.4.3.1. Distância mínima entre armaduras.....	36
2.4.3.2. Fundações	37
2.4.3.3. Pilares e paredes	40
2.4.3.4. Vigas e lajes.....	42
2.4.3.5. Secção transversal.....	43
2.4.3.6. Planura de superfícies e linearidade de arestas.....	44
2.4.3.7. Aberturas (circulares ou retangulares) e inserções	45
2.5. OUTROS VALORES REGULAMENTARES.....	46
2.5.1. LARGURA EFETIVA DOS BANZOS.....	47
2.5.2. VÃO EFETIVO DAS VIGAS E LAJES EM EDIFÍCIOS.....	47
2.5.3. APARELHOS DE APOIO	49
2.6. EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO.....	50
2.6.1. COFRAGENS.....	50
2.6.2. MONTAGEM E COLOCAÇÃO DAS ARMADURAS	51
2.6.3. CONTROLO DE QUALIDADE	53
2.6.4. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO	56
2.7. CONCLUSÕES.....	56
3. EFEITOS DAS TOLERÂNCIAS NA RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO.....	59
3.1. INTRODUÇÃO.....	59
3.2. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	60
3.3. TOLERÂNCIAS DIMENSIONAIS EM ESTUDO	61

3.4. SECÇÕES DE VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO SIMPLES	62
3.4.1. DADOS CONSIDERADOS	63
3.4.1.1. Dimensões das secções	63
3.4.1.2. Materiais	63
3.4.1.3. Percentagem de armadura.....	64
3.4.2. CÁLCULOS EFETUADOS	64
3.4.2.1. Momento fletor resistente.....	64
3.4.2.2. Momento fletor reduzido	68
3.4.2.3. Tipo de rotura.....	69
3.4.2.4. Armadura de compressão.....	70
3.4.3. RESULTADOS OBTIDOS.....	71
3.4.3.1. Secção: $h = 40$ cm e $b = 15$ cm.....	71
3.4.3.2. Secção: $h = 40$ cm e $b = 25$ cm.....	76
3.4.3.3. Secção: $h = 60$ cm e $b = 15$ cm.....	80
3.4.3.4. Secção: $h = 60$ cm e $b = 25$ cm.....	85
3.4.3.5. Secção: $h = 80$ cm e $b = 15$ cm.....	89
3.4.3.6. Secção: $h = 80$ cm e $b = 25$ cm.....	94
3.4.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	98
3.5. SECÇÕES DOS PILARES SOLICITADAS À FLEXÃO COMPOSTA	106
3.5.1. DADOS CONSIDERADOS.....	106
3.5.1.1. Dimensões das secções	106
3.5.1.2. Materiais	106
3.5.1.3. Percentagem de armadura.....	107
3.5.2. CÁLCULOS EFETUADOS	107
3.5.2.1. Esforços resistentes da secção (esforço axial e momento fletor)	107

3.5.2.2. Esforço axial reduzido e momento fletor reduzido	108
3.5.3. RESULTADOS OBTIDOS.....	110
3.5.3.1. Secção: h = 20 cm e b = 20 cm.....	110
3.5.3.2. Secção: h = 30 cm e b = 30 cm.....	117
3.5.3.3. Secção: h = 40 cm e b = 40 cm.....	124
3.5.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	131
3.6. SIMULAÇÃO DO IMPACTO DAS TOLERÂNCIAS NA CARGA DE UM ELEMENTO ESTRUTURAL ..	138
3.6.1. DADOS CONSIDERADOS.....	138
3.6.2. CÁLCULOS EFETUADOS	139
3.6.2.1. Vão efetivo	139
3.6.2.2. Carga da viga.....	139
3.6.3. RESULTADOS OBTIDOS.....	140
3.6.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	143
3.7. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS NA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO	145
3.7.1. DADOS CONSIDERADOS.....	145
3.7.2. CÁLCULOS EFETUADOS	145
3.7.3. RESULTADOS OBTIDOS	146
3.7.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	147
3.8. INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA DO MATERIAL ESPECIFICADO EM PROJETO E O APLICADO EM OBRA	147
3.8.1. DADOS CONSIDERADOS.....	148
3.8.1.1. Dimensões das secções	148
3.8.1.2. Materiais	148
3.8.1.3. Percentagem de armadura.....	149
3.8.2. CÁLCULOS EFETUADOS	150

3.8.3. RESULTADOS OBTIDOS PARA A SECÇÃO DA VIGA.....	151
3.8.3.1. Secção executada em betão C40/50 e aço A500NR.....	151
3.8.3.2. Secção executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR.....	154
3.8.3.3. Secção executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR.....	157
3.8.3.4. Secção executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa.....	161
3.8.4. RESULTADOS OBTIDOS PARA A SECÇÃO DO PILAR.....	164
3.8.4.1. Secção executada em betão C40/50 e aço A500NR.....	164
3.8.4.2. Secção executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR.....	170
3.8.4.3. Secção executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR.....	176
3.8.4.4. Secção executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa.....	182
3.8.5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS.....	189
3.8.5.1. Secção da viga.....	189
3.8.5.2. Secção do pilar.....	193
3.9. CONCLUSÕES.....	202
4. CONCLUSÕES.....	205
4.1. INTRODUÇÃO.....	205
4.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	205
4.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	208
5. BIBLIOGRAFIA.....	209

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Percentagem das intervenções feitas em obra no período de 2000 a 2009 (adaptado de [2]).	1
Figura 2.1 – Relação entre os diferentes termos (adaptado de [2]).	7
Figura 2.2 – Relação entre os diferentes Eurocódigos (adaptado de [6]).	9
Figura 2.3 – Sistema de Normas Europeias para o projeto, execução e seleção de materiais para obras em betão armado (adaptado de [9]).	10
Figura 2.4 – Desvio admissível para a inclinação de um pilar ou parede (adaptado de [15]).	14
Figura 2.5 – Variação do desvio admissível para a inclinação de um pilar, ou parede, em função da altura livre entre pisos.	15
Figura 2.6 – Desvio admissível para o alinhamento vertical [4, 15].	16
Figura 2.7 – Desvio admissível para a curvatura de um pilar ou de uma parede [15].	16
Figura 2.8 – Desvio admissível para a localização, na vertical, de um pilar ou parede [15].	17
Figura 2.9 – Variação do desvio admissível para a localização na vertical de pilares e paredes, em função da altura do edifício.	19
Figura 2.10 – Variação do desvio admissível para a localização na vertical de pilares e paredes, segundo as normas americanas.	19
Figura 2.11 – Desvio admissível para a posição numa ligação pilar/viga (adaptado de [15]).	20
Figura 2.12 – Desvio admissível para a posição do eixo de carga, em relação à aresta do apoio (adaptado de [15]).	21
Figura 2.13 – Desvio admissível para as dimensões da secção transversal (adaptado de [15]).	21
Figura 2.14 – Variação do desvio admissível para as dimensões das secções em função da altura (ou largura) da secção.	23

Figura 2.15 – Variação do desvio superior admissível para a altura da secção transversal..	24
Figura 2.16 – Variação do desvio inferior admissível para a altura da secção transversal.....	25
Figura 2.17 – Cofragem de fundação: dimensões da secção transversal (adaptado da Fig. R3.5.1 [11]).	26
Figura 2.18 – Ilustração das dimensões para fundações uniformemente betonadas contra o terreno (adaptado da Fig. R3.5.2 [11]).	26
Figura 2.19 – Variação do desvio inferior admissível para a largura da fundação.	28
Figura 2.20 – Representação do desvio admissível para a espessura da fundação (adaptado da Fig. R3.5.3 [11]).	28
Figura 2.21 – Variação do desvio inferior admissível para a altura (ou espessura) das fundações.	29
Figura 2.22 – Ilustração do recobrimento das armaduras (adaptado da Figura 4 [9]).	29
Figura 2.23 – Ilustração das tolerâncias para a posição da armadura (adaptado da Fig. R2.2.1 [11]).	31
Figura 2.24 – Evolução dos desvios permitidos para a posição da armadura em função da altura útil da secção.	33
Figura 2.25 – Variação dos desvios permitidos, pelas normas europeias e americanas, para a posição das armaduras em função da altura útil da secção.	35
Figura 2.26 – Ilustração do desvio vertical da armadura numa laje de fundação (adaptado da Fig. R2.2.3 [11]).	35
Figura 2.27 – Desvio admissível para a distância entre armaduras (adaptado da Fig. R2.2.4 [11])	36
Figura 2.28 – Representação do desvio permitido para a posição em planta numa fundação em relação às linhas secundárias (adaptado de [9, 15]).	37
Figura 2.29 – Representação da dimensão L (adaptado da Fig. R3.2.1 [11]).	38
Figura 2.30 – Representação da dimensão L (adaptado da Fig. R3.5.1 [11]).	38
Figura 2.31 – Desvio admissível para a posição em alçado numa fundação [9, 15].	39
Figura 2.32 – Desvio vertical permitido para uma fundação (adaptado da Fig. R3.3.1 [11]).	39

Figura 2.33 – Desvio permitido para a posição em planta de um pilar, segundo a NP EN 13670 (adaptado de [9]).	40
Figura 2.34 – Desvio admissível para a posição em planta de uma parede, segundo a NP EN 13670 (adaptado de [9]).	41
Figura 2.35 – Desvio admissível para o espaço livre entre pilares ou paredes adjacentes, segundo a NP EN 13670 [9].	41
Figura 2.36 – Posição em planta (adaptado da Fig. R4.2.1 [11]).	41
Figura 2.37 – Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).	42
Figura 2.38 – Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).	42
Figura 2.39 – Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).	43
Figura 2.40 – Posição em planta de vigas e lajes (adaptado da Fig. R4.2.1 [11]).	43
Figura 2.41 – Desvio admissível para a ortogonalidade de uma secção transversal, segundo a norma NP EN 13670 [9].	44
Figura 2.42 – Desvio admissível para a planura, segundo a NP EN 13670 [9].	44
Figura 2.43 – Desvio admissível para a obliquidade de secções transversais, segundo a NP EN 13670 [9].	44
Figura 2.44 – Desvio admissível para a linearidade da aresta, segundo a NP EN 13670 [9].	45
Figura 2.45 – Desvio admissível para aberturas e inserções de condutas, segundo a norma NP EN 13670 [9].	45
Figura 2.46 – Desvio admissível para furos e recessos, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9]).	46
Figura 2.47 – Desvio vertical para aberturas (adaptado da Fig. R4.1.3 [11]).	46
Figura 2.48 – Definição da distância l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo [8].	47
Figura 2.49 – Vão efetivo (l_{eff}) para elementos com ou sem continuidade (adaptado da Figura 5.4 [8]).	48
Figura 2.50 – Vão efetivo (l_{eff}) para apoios considerados como perfeitamente encastrados e para aparelhos de apoio (adaptado da Figura 5.4 [8]).	48

Figura 2.51 – Vão efetivo (l_{eff}) para consolas (adaptado da Figura 5.4 [8]).	49
Figura 2.52 – Exemplos de agrupamentos de varões [16].	52
Figura 2.53 – Elementos necessários para assegurar o posicionamento das armaduras em obra [16].	53
Figura 3.1 – Programa de cálculo <i>GALA Reinforcement</i> .	61
Figura 3.2 – Representação esquemática da altura útil para uma secção com apenas uma camada de armadura.	66
Figura 3.3 – Representação esquemática da altura útil para uma secção com duas camadas iguais de armadura.	66
Figura 3.4 – Representação esquemática da altura útil para uma secção com duas camadas de armadura com diferente número de varões.	67
Figura 3.5 – Relações constitutivas dos materiais (adaptado de [16]).	68
Figura 3.6 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções pouco armadas.	100
Figura 3.7 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções razoavelmente armadas.	101
Figura 3.8 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções muito armadas.	102
Figura 3.9 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções pouco armadas.	103
Figura 3.10 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções razoavelmente armadas.	104
Figura 3.11 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções muito armadas.	105
Figura 3.12 – Secção transversal do pilar.	107
Figura 3.13 – Envolvente de esforços resistentes (adaptado de [23]).	108
Figura 3.14 – Diagramas de interação (adaptado de [23]).	110
Figura 3.15 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções pouco armadas.	133
Figura 3.16 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções razoavelmente armadas.	134

Figura 3.17 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções muito armadas.	135
Figura 3.18 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções pouco armadas.	136
Figura 3.19 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções razoavelmente armadas.....	137
Figura 3.20 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções muito armadas.	138
Figura 3.21 – Impacto das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.....	144
Figura 3.22 – Influência da variação da resistência dos materiais, aço e betão, na resistência da secção da viga, aplicando as tolerâncias da norma NP EN 13670.....	189
Figura 3.23 – Influência da variação da resistência dos materiais, aço e betão, na resistência da secção da viga, aplicando as tolerâncias do Anexo A do EC2.	190
Figura 3.24 – Influência do aumento do valor característico da resistência do betão à compressão (f_{ck}) na resistência da secção (adaptado de [16])......	191
Figura 3.25 – Influência da armadura de compressão na resistência da secção (adaptado de [16]).	193
Figura 3.26 – Representação dos pontos do diagrama de interação em análise no presente estudo (adaptado de [23, 29])......	193
Figura 3.27 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.....	194
Figura 3.28 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 44,4\text{MPa}$ e o aço A500NR.	195
Figura 3.29 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e o aço A500NR.	196
Figura 3.30 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.	197
Figura 3.31 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 44,4\text{MPa}$ e o aço A500NR.....	198
Figura 3.32 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e o aço A500NR.	199

Figura 3.33 – Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço com $f_y = 591\text{MPa}$ 200

Figura 3.34 – Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço com $f_y = 591\text{MPa}$ 201

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Coeficientes parciais relativos aos materiais, γ_c e γ_s , segundo o EC2 e MC2010 [8, 13].	13
Quadro 2.2 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a inclinação de um pilar ou de uma parede, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].	15
Quadro 2.3 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para o desvio entre eixos de pilares ou paredes, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].	16
Quadro 2.4 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a curvatura de um pilar ou de uma parede, segundo a norma NP EN 13670. E apenas, no caso do MC2010, para pilares [5, 13].	17
Quadro 2.5 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a localização de um pilar ou parede, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].	17
Quadro 2.6 – Desvios admissíveis para a localização na vertical, de um pilar ou de uma parede, em que o betão será protegido, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	18
Quadro 2.7 – Desvios admissíveis para a localização na vertical, de um pilar ou de uma parede em betão à vista, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	18
Quadro 2.8 – Desvios (classe de tolerância 1) permitidos para a posição numa ligação pilar/viga medida em relação ao pilar, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [5, 13].	20
Quadro 2.9 – Desvios (classe de tolerância 1) admissíveis para a posição do eixo de carga em relação à aresta do apoio, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].	21
Quadro 2.10 – Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo a norma NP EN 13670, EC2 e MC2010 [8, 9, 13].	22
Quadro 2.11 – Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo o REBAP (adaptado do art.118º [12]).	22
Quadro 2.12 – Desvios admissíveis para a altura das secções transversais, segundo a ACI 117-10 [11].	23
Quadro 2.13 – Desvios inferiores admissíveis para as dimensões da secção transversal de fundações, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9]).	25

Quadro 2.14 – Desvios admissíveis para fundações executadas com recurso a cofragem, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	26
Quadro 2.15 – Desvios horizontais admissíveis para fundações uniformemente betonadas contra o terreno, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	27
Quadro 2.16 – Desvios inferiores admissíveis para o recobrimento das armaduras, segundo o ACI 318-11 (adaptado §7.5.2.1 [10]).	30
Quadro 2.17 – Desvios inferiores admissíveis para o recobrimento das armaduras, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	31
Quadro 2.18 – Desvios superiores admissíveis para a posição das armaduras, segundo a norma NP EN 13670 e EC2 [8, 9].	32
Quadro 2.19 – Desvios superiores admissíveis para a posição das armaduras, segundo o MC2010 (adaptado da Table 4.5-3 [13]).	32
Quadro 2.20 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo o REBAP (adaptado do art.149º [12]).	32
Quadro 2.21 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo o ACI 318-11 (adapto §7.5.2.1 [10]).	34
Quadro 2.22 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	34
Quadro 2.23 – Desvio admissível, pela especificação ACI 117-10, para a distância mínima entre armaduras [11].	36
Quadro 2.24 – Desvio admissível para a distância mínima entre estribos e cintas, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	37
Quadro 2.25 – Desvio admissível para a posição em planta duma fundação em relação às linhas secundárias representadas na Figura 2.28, segundo a NP EN 13670 [9].	37
Quadro 2.26 – Desvios admissíveis para a posição em planta duma fundação, segundo a especificação ACI 117-10 [11].	38
Quadro 2.27 – Desvio admissível para a posição em alçado duma fundação, segunda a NP EN 13670 [9].	39
Quadro 2.28 – Determinação do vão efetivo de vigas, segundo o REBAP [12].	49
Quadro 2.29 – Tolerância para a distância livre entre as faces dos elementos do apoio, segundo o EC2 e o MC2010 [8].	50
Quadro 2.30 – Tipo e documentação da inspeção (adaptado de [9]).	54

Quadro 2.31 – Escolha da classe de execução (adaptado de [9]).....	55
Quadro 2.32 – Alguns dos equipamentos de medição utilizados em obra [2].....	56
Quadro 3.1 – Desvios geométricos permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras, segundo a norma NP EN 13670 [9].....	62
Quadro 3.2 – Desvios geométricos permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras, segundo o Anexo A do EC2 [8].	62
Quadro 3.3 – Dimensões consideradas para as secções transversais das vigas.....	63
Quadro 3.4 – Características do betão C20/25, em função do coeficiente parcial do material.	63
Quadro 3.5 – Características do aço A400NR, em função do coeficiente parcial do material.	64
Quadro 3.6 – Percentagem de armadura considerada em cada secção transversal.....	64
Quadro 3.7 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm.	71
Quadro 3.8 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.....	71
Quadro 3.9 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	72
Quadro 3.10 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	72
Quadro 3.11 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.....	73
Quadro 3.12 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	73
Quadro 3.13 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	74
Quadro 3.14 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.....	74

Quadro 3.15 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.	74
Quadro 3.16 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.	75
Quadro 3.17 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	75
Quadro 3.18 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm.	76
Quadro 3.19 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.	76
Quadro 3.20 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.	76
Quadro 3.21 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	77
Quadro 3.22 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.	77
Quadro 3.23 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	78
Quadro 3.24 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	78
Quadro 3.25 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.	79
Quadro 3.26 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.	79
Quadro 3.27 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.	79

Quadro 3.28 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	80
Quadro 3.29 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm.	80
Quadro 3.30 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.....	80
Quadro 3.31 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	81
Quadro 3.32 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	81
Quadro 3.33 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.	82
Quadro 3.34 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	82
Quadro 3.35 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	83
Quadro 3.36 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.....	83
Quadro 3.37 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.	83
Quadro 3.38 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.....	84
Quadro 3.39 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	84
Quadro 3.40 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm.	85
Quadro 3.41 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.....	85

Quadro 3.42 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	85
Quadro 3.43 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	86
Quadro 3.44 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.	86
Quadro 3.45 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	87
Quadro 3.46 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	87
Quadro 3.47 – Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.....	88
Quadro 3.48 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.	88
Quadro 3.49 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.....	88
Quadro 3.50 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	89
Quadro 3.51 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm.	89
Quadro 3.52 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.....	89
Quadro 3.53 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	90
Quadro 3.54 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	90

Quadro 3.55 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.	91
Quadro 3.56 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	91
Quadro 3.57 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	92
Quadro 3.58 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.	92
Quadro 3.59 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.	92
Quadro 3.60 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.	93
Quadro 3.61 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	93
Quadro 3.62 – Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm.	94
Quadro 3.63 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.	94
Quadro 3.64 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.	94
Quadro 3.65 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	95
Quadro 3.66 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.	95
Quadro 3.67 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	96

Quadro 3.68 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	96
Quadro 3.69 – Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.....	97
Quadro 3.70 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.	97
Quadro 3.71 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.....	97
Quadro 3.72 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.	98
Quadro 3.73 – Dimensões consideradas para as secções transversais dos pilares.....	106
Quadro 3.74 – Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm.	111
Quadro 3.75 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção pouco armada.	111
Quadro 3.76 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.....	112
Quadro 3.77 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	113
Quadro 3.78 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.	113
Quadro 3.79 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.....	114
Quadro 3.80 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	115
Quadro 3.81 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção muito armada.	115
Quadro 3.82 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.....	116

Quadro 3.83 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	117
Quadro 3.84 – Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm.	118
Quadro 3.85 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção pouco armada.	118
Quadro 3.86 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	119
Quadro 3.87 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	120
Quadro 3.88 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.	120
Quadro 3.89 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	121
Quadro 3.90 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	122
Quadro 3.91 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção muito armada.	122
Quadro 3.92 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	123
Quadro 3.93 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	124
Quadro 3.94 – Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm.	125
Quadro 3.95 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm: armadura da secção pouco armada.	125
Quadro 3.96 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	126
Quadro 3.97 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	127
Quadro 3.98 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.	127

Quadro 3.99 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	128
Quadro 3.100 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	129
Quadro 3.101 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm: armadura da secção muito armada.	129
Quadro 3.102 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.	130
Quadro 3.103 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.	131
Quadro 3.104 – Desvios geométricos considerados.	140
Quadro 3.105 – Valores obtidos para o vão efetivo da viga aplicando as tolerâncias da norma NP EN 13670.	141
Quadro 3.106 – Valores obtidos para o vão efetivo da viga, aplicando as tolerâncias do Anexo A do EC2.	141
Quadro 3.107 – Impacto das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.	142
Quadro 3.108 – Impacto das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.	143
Quadro 3.109 – Casos de estudo.	145
Quadro 3.110 – Valores obtidos para a secção da viga, considerando a secção pouco armada.	146
Quadro 3.111 – Valores obtidos para a secção da viga, considerando a secção muito armada.	146
Quadro 3.112 – Síntese de resultados.	147
Quadro 3.113 – Dimensões da secção da viga.	148
Quadro 3.114 – Dimensões da secção do pilar.	148
Quadro 3.115 – Características do betão C40/50, em função do coeficiente parcial do material.	148
Quadro 3.116 – Características do aço A500NR, em função do coeficiente parcial do material.	149

Quadro 3.117 – Características do betão resultantes do ensaio de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade, em função do coeficiente parcial do material [25].....	149
Quadro 3.118 – Características do aço resultantes do ensaio de um provete de 15 mm de diâmetro, em função do coeficiente parcial do material [26].....	149
Quadro 3.119 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	151
Quadro 3.120 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.....	152
Quadro 3.121 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	152
Quadro 3.122 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	153
Quadro 3.123 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.....	153
Quadro 3.124 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.....	154
Quadro 3.125 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.....	154
Quadro 3.126 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.	155
Quadro 3.127 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.	155
Quadro 3.128 – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.	156

- Quadro 3.129** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada..... 156
- Quadro 3.130** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada..... 157
- Quadro 3.131** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada..... 158
- Quadro 3.132** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada..... 158
- Quadro 3.133** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 159
- Quadro 3.134** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 159
- Quadro 3.135** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada..... 160
- Quadro 3.136** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada..... 160
- Quadro 3.137** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada..... 161
- Quadro 3.138** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada..... 161
- Quadro 3.139** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 162
- Quadro 3.140** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 162

- Quadro 3.141** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada. 163
- Quadro 3.142** – Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada..... 163
- Quadro 3.143** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada..... 165
- Quadro 3.144** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada. 166
- Quadro 3.145** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 167
- Quadro 3.146** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 168
- Quadro 3.147** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada..... 169
- Quadro 3.148** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada. 170
- Quadro 3.149** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada. 171
- Quadro 3.150** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada..... 172
- Quadro 3.151** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 173
- Quadro 3.152** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 174

- Quadro 3.153** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada. 175
- Quadro 3.154** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada. 176
- Quadro 3.155** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada. 177
- Quadro 3.156** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada. 178
- Quadro 3.157** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 179
- Quadro 3.158** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 180
- Quadro 3.159** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada. 181
- Quadro 3.160** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada. 182
- Quadro 3.161** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada. 183
- Quadro 3.162** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada. 184
- Quadro 3.163** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada. 185
- Quadro 3.164** – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada. 186

Quadro 3.165 – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.....	187
Quadro 3.166 – Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.....	188
Quadro 3.167 – Influência máxima na resistência da secção da viga da variação da resistência dos materiais.	191
Quadro 3.168 – Variação do valor do momento resistente da secção da viga com o aumento do valor da tensão de cedência do aço.....	192
Quadro 3.169 – Influência máxima na resistência da secção do pilar da variação da resistência dos materiais.	202
Quadro 3.170 – Influência máxima das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções.	204

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

MAIÚSCULAS LATINAS

A_c – área da secção transversal de betão

A_{Si} – área de armadura correspondente à camada de armadura i

A_s – área de armadura, ou área de armadura de tração

A_{s1} – área de armadura correspondente à camada 1, ou área de armadura de tração

A_{s2} – área de armadura correspondente à camada 2, ou área de armadura de compressão

C_{nom} – recobrimento nominal

C_{min} – recobrimento mínimo

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade

E_s – módulo de elasticidade do aço

H – soma da altura dos andares considerados, altura medida desde o topo da fundação, ou altura medida em relação ao nível secundário

F_c – força de compressão

F_s, F_{s1} – força de tração

F_{s2} – força devido à armadura de compressão

L – dimensão da fundação

L_{eff} – vão efetivo da viga

M – momento fletor da secção

M_{Rd} – momento resistente da secção

$M_{Rd,max}$ – momento resistente máximo obtido considerando o betão C40/50 e o aço com uma tensão de cedência de 591MPa

$M_{Rd,min}$ – momento resistente mínimo obtido considerando o betão C40/50 e o aço A500NR

$M_{Rd}^{b,d,tol}$ – valor do momento resistente da secção afetada de tolerância

$M_{Rd}^{b,d}$ – valor do momento resistente da secção de referência

N – esforço axial da secção

N_C – esforço axial de compressão

N_{Rd} – esforço axial resistente da secção

N_T – esforço axial de tração

P – carga uniformemente distribuída da viga

$P^{b,d,tol}$ – valor da carga associado à secção em análise

$P^{b,d}$ – valor da carga associado à secção de referência

T – espessura da fundação

MINÚSCULAS LATINAS

a – altura da secção

a – comprimento numa das dimensões da secção

a_1, a_2 – distâncias em cada extremidade do vão

b – dimensão do pilar na mesma direção de Δ , largura da secção, ou largura da secção de referência

d – altura útil da secção, ou altura útil da secção de referência

d_i – altura útil correspondente à camada de armadura i

d_1 – altura útil correspondente à camada de armadura 1, recobrimento das armaduras da secção do pilar

d_2 – altura útil correspondente à camada de armadura 2

f_{ck} – valor característico da resistência do betão à compressão

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_y – tensão de cedência do aço

f_{syd}, f_{yd} – tensão de cedência de cálculo do aço

h – altura livre entre pisos, altura da secção, altura ou espessura do elemento, distância pretendida ao nível secundário, ou altura da secção de referência

l – distância pretendida à aresta, distância em relação à linha secundária na direção y , espaço livre entre pilares ou paredes adjacentes, comprimento da viga, distância entre vigas adjacentes, dimensão da superfície ou aresta, ou comprimento do vão

l_x – distância segundo x em relação à linha secundária na direção y

l_y – distância segundo y em relação à linha secundária na direção x

l_0 – distância entre pontos de momento nulo

l_1, l_2, l_3 – distâncias

l_{eff} – vão efetivo

l_n – distância livre entre as faces dos apoios

n – número de andares

rec – recobrimento da armadura

t – espessura, ou largura do elemento de apoio

t_1, t_2 – espessura do elemento

x – posição da linha neutra

z – braço do binário

MAIÚSCULAS GREGAS

Δ – desvio admissível

Δb – desvio admissível para a largura da secção

Δc – desvio admissível para o recobrimento

ΔC_{dev} – tolerância de execução

Δd – desvio admissível para a altura útil

Δ_D – desvio do diâmetro

Δh – desvio admissível para a altura da secção

ΔM_{Rd} – variação do valor do momento fletor resistente

Δt – desvio admissível para a largura

Δ_x e Δ_y – desvios a partir dos eixos secundários nas direções x e y

Δ_1 e Δ_2 – desvios dos recessos

MINÚSCULAS GREGAS

β – percentagem de armadura de compressão

ϵ_c – extensão do betão

ϵ_{yd} – extensão de cedência da armadura

ϵ_s – extensão do aço

ϕ – diâmetro da armadura longitudinal do pilar

ϕ_{eq} – diâmetro equivalente

ϕ_{est} – diâmetro do varão do estribo

ϕ_{long} – diâmetro do varão da armadura longitudinal

ϕ_i – diâmetro do varão de aço

γ_C – coeficiente parcial relativo ao betão

γ_S – coeficiente parcial relativo ao aço

ν – esforço axial reduzido

μ – momento fletor reduzido

$\mu^{b,d}$ – valor do momento fletor reduzido da secção de referência

$\mu^{b,d\ tol}$ – valor do momento fletor reduzido da secção afetada de tolerância

ρ – percentagem de armadura

ACRÓNIMOS

A400NR/A500NR – classes de resistência do aço

ACI – American Concrete Institute

ACI 318-11 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

ACI 117-10 – Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary

CEN – Comité Européen de Normalização

CSTC – Centre Scientifique et Technique de la Construction

C20/25, C40/50 – classes de resistência do betão

EC – Eurocódigos

EC2 – Norma NP EN 1992-1-1 ou Eurocódigo 2

EN – Norma Europeia

MC2010 – Model Code 2010

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

SPA – Secção Pouco Armada

SRA – Secção Razoavelmente Armada

SMA – Secção Muito Armada

UNIDADES

Sistema Inglês	Sistema Internacional (SI)
1 in (inch – polegada)	25,4 mm
1 ft (foot – pé)	304,8 mm

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A obra é caracterizada por ser um local onde “... equipamentos, máquinas e fatores humanos contribuem para um considerável nível de incertezas e elevadas margens de erro...” [1], pelo que, ao contrário do que é admitido em projeto, é praticamente impossível controlar todas as variáveis de modo a poder garantir que os elementos de betão armado não possuem quaisquer tipos de imperfeições. Por exemplo, a simples utilização de um equipamento de medição, que não esteja calibrado ou que não seja corretamente utilizado, é suficiente para que ocorra um desvio entre as dimensões especificadas em projeto e as que realmente são aplicadas em obra. Para salvaguardar estas pequenas incertezas, os regulamentos especificam um conjunto de valores, designados por tolerâncias, que, como o próprio nome indica, admitem a possibilidade da ocorrência de uma pequena diferença entre as dimensões estabelecidas em projeto e as que são realmente executadas em obra, sem nunca pôr em causa a segurança da estrutura.

Segundo o parecer emitido pelo *Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC)* de Bruxelas, 16% das intervenções efetuadas em obra, no período de 2000 a 2009, devem-se a problemas relacionados com o cumprimento das tolerâncias e com o aspeto da própria estrutura, como se pode observar pela consulta do gráfico da Figura 1.1 [2].

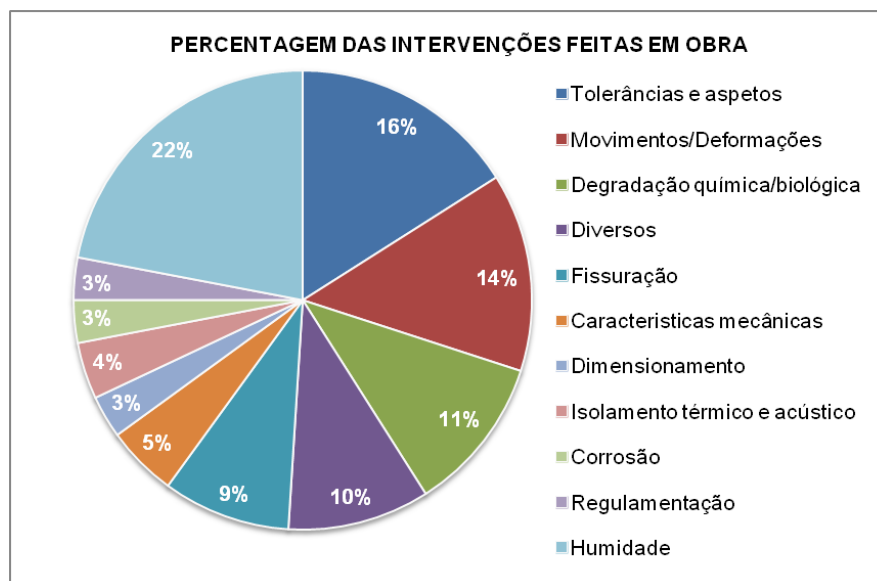


Figura 1.1 - Percentagem das intervenções feitas em obra no período de 2000 a 2009 (adaptado de [2]).

Dado o relevo que apresentam, e por se considerar que é uma área de estudo a que não tem sido dado destaque, considerou-se oportuna a realização do presente trabalho.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Hoje em dia ainda existe alguma dificuldade em interpretar e compreender o papel das tolerâncias dimensionais especificadas nos diferentes regulamentos. É neste sentido que se enquadra o presente trabalho, no qual se pretende proceder a uma análise detalhada das tolerâncias especificadas pelos principais regulamentos de estruturas de betão armado, designadamente: Eurocódigos (EC), *Model Code 2010* (MC2010), Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e normas americanas (ACI). Em termos gerais, pretende-se:

- Analisar quais as tolerâncias especificadas e controladas regulamentarmente ao nível das fundações, dos pilares, das paredes, das vigas, das lajes, das secções transversais dos elementos estruturais, do recobrimento e posicionamento das armaduras, da planura de superfícies, da linearidade de arestas e ao nível das aberturas e inserções (tendo o cuidado de separar as tolerâncias que podem, ou não, influenciar a resistência e a estabilidade da estrutura);
- Comparar os valores propostos pelos diferentes regulamentos;
- Elencar os cuidados a ter durante a execução das estruturas de betão de modo a que as tolerâncias especificadas em projeto sejam cumpridas;
- Avaliar a influência das tolerâncias na resistência dos elementos estruturais, de vigas e de pilares;
- Avaliar o possível efeito das tolerâncias na carga de um elemento estrutural.

1.3. MOTIVAÇÃO

Como já referido anteriormente, por mais cuidado que se tenha em obra, é difícil controlar todas as operações (por exemplo: a correta utilização dos equipamentos de execução) de modo a poder afirmar que os elementos de betão não possuem qualquer tipo de imperfeição, o que por sua vez implica a existência de desvios nas dimensões dos elementos em relação ao estipulado em projeto. São estes desvios, designados por tolerâncias, que serão alvo de análise, sendo neste sentido que se fundamentam as motivações para o desenvolvimento da presente dissertação.

A complexidade do presente trabalho de investigação científica, no âmbito das estruturas de betão, constituía uma grande motivação, por poder ajudar a perceber o impacto que os desvios dimensionais podem ter neste tipo de estruturas e contribuir para uma melhor compreensão dos mesmos.

1.4. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO

A fim de alcançar os objetivos propostos para o desenvolvimento da presente dissertação, optou-se, em primeiro lugar, por proceder ao levantamento do estado da arte com base nos regulamentos e em outro tipo de bibliografia, bem como proceder ao levantamento das especificações regulamentares relativas às tolerâncias, conforme estipulado nos regulamentos de projeto. Além disso, procurou-se fazer uma interligação entre as tolerâncias e a forma de garantir, em obra, que a execução dos elementos seja feita o mais corretamente possível (análise dos cuidados a ter na execução, em obra, para que as dimensões dos elementos de betão armado produzidos não tenham uma grande discrepância em relação ao estipulado em projeto).

Numa segunda fase procedeu-se à análise comparativa entre as tolerâncias estabelecidas por cada regulamento, por forma a registar as diferenças e definir os valores a serem considerados para o estudo em questão.

Após a definição dos valores das tolerâncias a ter em consideração no estudo, procedeu-se à seleção daquelas que poderiam ter influência na resistência das secções e, conseqüentemente, na resistência estrutural. Seguidamente efetuou-se a escolha das dimensões das secções, de vigas e pilares, sobre as quais se desenvolveu um estudo de análise de secções, para avaliar o impacto das tolerâncias.

Numa quarta fase elaborou-se um estudo paramétrico, baseado na execução de análise de secções (utilizando o programa de cálculo automático *Gala Reinforcement*), que permitiu avaliar a influência das tolerâncias na resistência. Para o efeito, efetuou-se a escolha das dimensões das secções, de vigas e pilares, sobre as quais se desenvolveu o estudo. Além disso, também se analisou a influência de desvios sistematicamente favoráveis, ou desfavoráveis, e verificou-se a implicação no comportamento das secções de betão armado.

Aproveitando o estudo da avaliação da influência das tolerâncias na resistência das secções, fez-se seguidamente a simulação do impacto desses valores na carga de um elemento estrutural. Por fim, e de modo a verificar a resistência do material especificado em projeto e o colocado em obra, utilizaram-se, como exemplo, os ensaios dos materiais, aço e betão, realizados aquando a construção da nova ponte sobre o rio Dão.

Importa, ainda, referir que na definição das dimensões das secções procurou-se escolher dimensões representativas dos elementos estruturais, bem como dimensões limite onde os erros possam ser mais significativos.

1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

De modo a atingir os objetivos propostos para a realização desta dissertação, optou-se por dividir a presente dissertação em quatro capítulos:

Capítulo 1: Introdução

Este capítulo inicia-se com considerações gerais sobre o tema, apresentando os objetivos, a motivação, a metodologia de investigação e a estrutura da dissertação.

Capítulo 2: Tolerâncias regulamentares

Neste capítulo faz-se um enquadramento do tema, ou seja, procura-se explicar o objetivo da definição de tolerâncias, como estas devem ser definidas e a terminologia associada. Além disso, apresentam-se os valores dos desvios geométricos permitidos pelos diferentes regulamentos e normas em estudo e faz-se, nos casos em que tal é possível, uma análise comparativa dos valores. Por fim, apresentam-se os cuidados a ter durante a execução das estruturas de betão de modo a respeitar as tolerâncias geométricas e alguns equipamentos de medição.

Capítulo 3: Efeitos das tolerâncias na resistência de elementos de betão armado

Este capítulo inicia-se com uma breve introdução ao estudo realizado, apresenta-se o programa de cálculo automático utilizado, as tolerâncias dimensionais consideradas no estudo. Em seguida, apresenta-se, em função da análise realizada, os dados considerados (ao nível dos materiais e das dimensões das secções), os cálculos efetuados e por fim, apresentam-se os resultados obtidos e faz-se a respetiva análise.

Capítulo 4: Conclusões

Neste capítulo apresentam-se as considerações finais que resultaram do desenvolvimento do presente trabalho, bem como sugestões para pesquisas futuras.

O trabalho termina com a apresentação da bibliografia consultada para o desenvolvimento da pesquisa.

2. TOLERÂNCIAS REGULAMENTARES

2.1. INTRODUÇÃO

Em obra, como já referido anteriormente, é impossível garantir que os elementos de betão armado não possuam quaisquer tipos de imperfeição, por exemplo, ao nível das dimensões dos elementos. Tal facto deve-se à intervenção de inúmeros agentes que contribuem para elevadas incertezas e elevadas margens de erro, nomeadamente, a utilização de vários equipamentos, máquinas e à intervenção dos fatores humanos.

No sentido de acautelar as incertezas associadas à geometria dos elementos de betão armado, os regulamentos correntes especificam um conjunto de valores, designados de tolerâncias, que têm como objetivo principal limitar os desvios que possam ocorrer durante a construção do elemento.

Dada a importância das tolerâncias dimensionais no âmbito das estruturas de betão armado e uma vez que muitos projetistas têm dificuldade em interpretar e compreender estes valores optou-se por realizar o presente trabalho. Neste sentido, houve a necessidade de introduzir o presente capítulo onde se apresentam todas as tolerâncias previstas nos principais regulamentos de estruturas de betão armado (EC, MC2010, REBAP e normas ACI).

Para melhor compreensão dos valores das tolerâncias especificadas e controladas regulamentarmente, para os diferentes elementos estruturais (fundações, pilares, paredes, vigas e lajes), optou-se por separá-las nas que influenciam, ou não, a resistência e a estabilidade da estrutura e, sempre que foi possível, compararam-se os diferentes valores propostos.

Por último, apresenta-se um subcapítulo onde se salientam os aspetos mais relevantes a ter em conta durante a execução dos elementos de betão armado, de modo a assegurar que as tolerâncias especificadas em projeto são cumpridas.

2.2. TOLERÂNCIAS NA CONSTRUÇÃO

Pretende-se com este subcapítulo enquadrar as tolerâncias no dimensionamento e na execução das estruturas de betão, ou seja, dar a conhecer a sua utilidade, a forma como devem ser definidas, bem como a terminologia usualmente associada à sua designação.

2.2.1. FUNÇÃO DAS TOLERÂNCIAS

Em obra existem inúmeros fatores que contribuem para que os elementos de betão armado fiquem com algum tipo de imperfeição, tais como desvios no fabrico e/ou na implantação dos elementos estruturais, erros de execução, de medição, assentamentos, entre outros, que facilmente provocarão desvios em relação às dimensões especificadas em projeto. As tolerâncias aparecem como o instrumento disponível para que o projetista possa especificar, em projeto, o nível de imperfeição aceitável, de modo a que não seja posta em causa a estabilidade da estrutura, uma vez que é fisicamente impossível garantir a perfeição absoluta [2].

“A incerteza relativa à geometria dos elementos de betão depende essencialmente do tipo da obra a realizar (definitivas ou provisórias, pontes ou edifícios, lajes maciças ou aligeiradas, vigas com secção cheia ou oca, etc.), do processo construtivo ou tecnologia envolvida e qualidade de execução” [3]. Ou seja, para que a estrutura atinja o desempenho desejado é fundamental o cumprimento das diferenças dimensionais. Para que tal seja possível, é importante definir o nível de precisão e, por conseguinte, o método de medição, tendo em conta o tipo de construção, os requisitos funcionais e estéticos definidos em projeto, o custo da obra e futuras alterações que possam surgir ao longo da vida útil da estrutura [2].

2.2.2. DEFINIÇÃO DAS TOLERÂNCIAS

Atualmente existem diversas regulamentações que regulam o dimensionamento e a execução das estruturas de betão armado, não sendo de estranhar que exista, entre regulamentos, algumas variações nos valores de certos parâmetros, nomeadamente, no que diz respeito às tolerâncias. Assim sendo, e de modo a evitar possíveis conflitos, é importante que antes do início de uma obra seja definida, de uma forma clara, a regulamentação aplicada, bem como o desempenho desejado para a estrutura. No entanto, muitas vezes tal informação não é suficiente podendo conter certas contradições. Por exemplo, no que diz respeito às tolerâncias, a mesma regulamentação pode definir diferentes classes pelo que, quando isto acontece, é importante especificar mesmo o requisito desejado. *“Neste contexto, frases como (...) ‘o trabalho será executado de acordo com as normas em vigor’ são de evitar, pois esta informação não fornece qualquer informação precisa quanto às exigências (desvios admissíveis)”* [2].

Importa, ainda, salientar, em relação ao controlo dos desvios, que o mesmo não seja feito só após a conclusão da obra, mas sim ao longo das diferentes etapas de construção. Isto permitirá detetar mais precocemente os erros, que possam existir e proceder às devidas correções evitando, assim, o aumento do custo de obra e pôr em causa o prazo de conclusão da mesma. Deste modo, e dependendo do grau de complexidade, é útil que logo em projeto se defina em que condições e quando se deverá proceder, em obra, ao referido controlo [2].

2.2.3. TERMINOLOGIA DE BASE

De acordo com a regulamentação atual, nacional e internacional, surgem articulados às tolerâncias os seguintes termos:

Desvio superior (inferior) admissível – “é a diferença entre o limite superior (inferior) da dimensão e a dimensão de referência correspondente” [2].

Dimensão – “cota expressa numa dada unidade” [2].

Dimensão de referência – é a dimensão especificada em projeto, em relação à qual se especificam os desvios admissíveis, que de preferência devem ser nulos [2, 4].

Dimensão real – dimensão do elemento após a sua construção [4].

Limite superior e inferior admissível para a dimensão – são as dimensões, máxima e mínima, admissíveis [4].

Tolerância – “é a diferença entre o limite superior e o limite inferior admissíveis para a dimensão. Assim, a tolerância é um valor absoluto (sem sinal). Note-se que no domínio da construção é muitas vezes expressa pelo desvio admissível (em \pm), o que faz com que o valor da tolerância esteja implícito” [2].

A figura seguinte ilustra os diferentes termos acima citados.

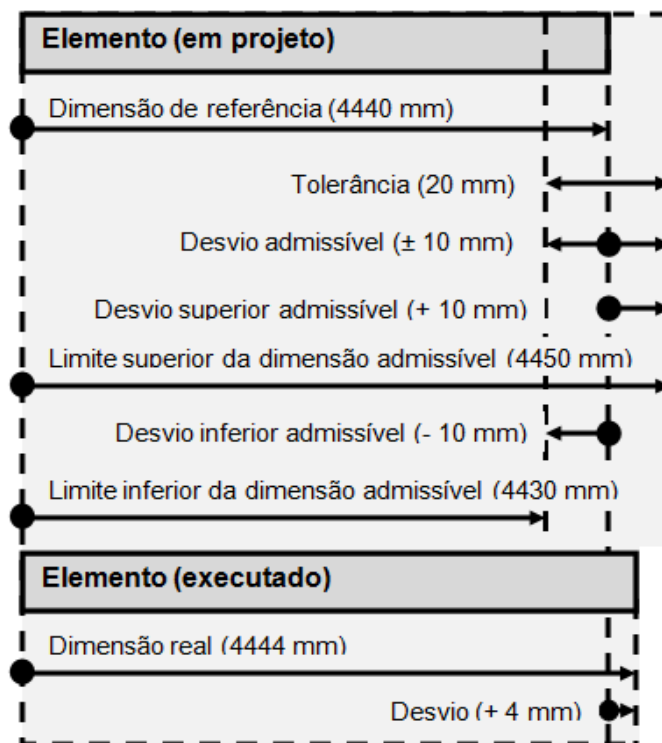


Figura 2.1 – Relação entre os diferentes termos (adaptado de [2]).

No que se refere aos valores propriamente ditos, estes encontram-se discriminados nos subcapítulos 2.4 e 2.5, em função da sua influência na estabilidade da estrutura, elemento estrutural e em função da regulamentação em análise.

2.3. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

Relativamente às estruturas de betão armado foi criado, ao longo de vários anos, um conjunto de normas e regulamentos, a nível nacional e internacional, que permitem o controlo da produção e da utilização em obra dos materiais (aço e betão), bem como de todos os parâmetros a ter em conta no dimensionamento de estruturas, desde um simples edifício à construção de estruturas especiais, tais como hospitais ou pontes.

A nível internacional, para estruturas de betão armado existem diversos regulamentos, designadamente os Eurocódigos que constituem um dos conjuntos de normas com o intuito de *“...harmonizar a regulamentação ao nível da União Europeia, eliminando barreiras técnicas e administrativas, fornecendo uma ferramenta de entendimento comum, no que se refere ao dimensionamento de estruturas...”* [5] bem como outros trabalhos no âmbito da engenharia civil.

O Organismo Europeu de Normalização, designado por Comité Europeu de Normalização (CEN), ao proceder à elaboração dos Eurocódigos, subdividiu-os em 10 elementos, dividindo cada um numa ou mais partes, particularizando os diversos aspetos e parâmetros a ter em conta no dimensionamento de determinada estrutura [5]:

- EN 1990: Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas.
- EN 1991: Eurocódigo 1: Ações em estruturas.
- EN 1992: Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão.
- EN 1993: Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço.
- EN 1994: Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão.
- EN 1995: Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira.
- EN 1996: Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria.
- EN 1997: Eurocódigo 7: Projeto geotécnico.
- EN 1998: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos.
- EN 1999: Eurocódigo 9: Projeto de estruturas de alumínio.

Na aplicação destes regulamentos é necessário ter em atenção que os mesmos não podem ser considerados de forma independente, dado que existem certos pontos do dimensionamento em que é necessário consultar diferentes Eurocódigos, como se pode verificar na figura seguinte [6].

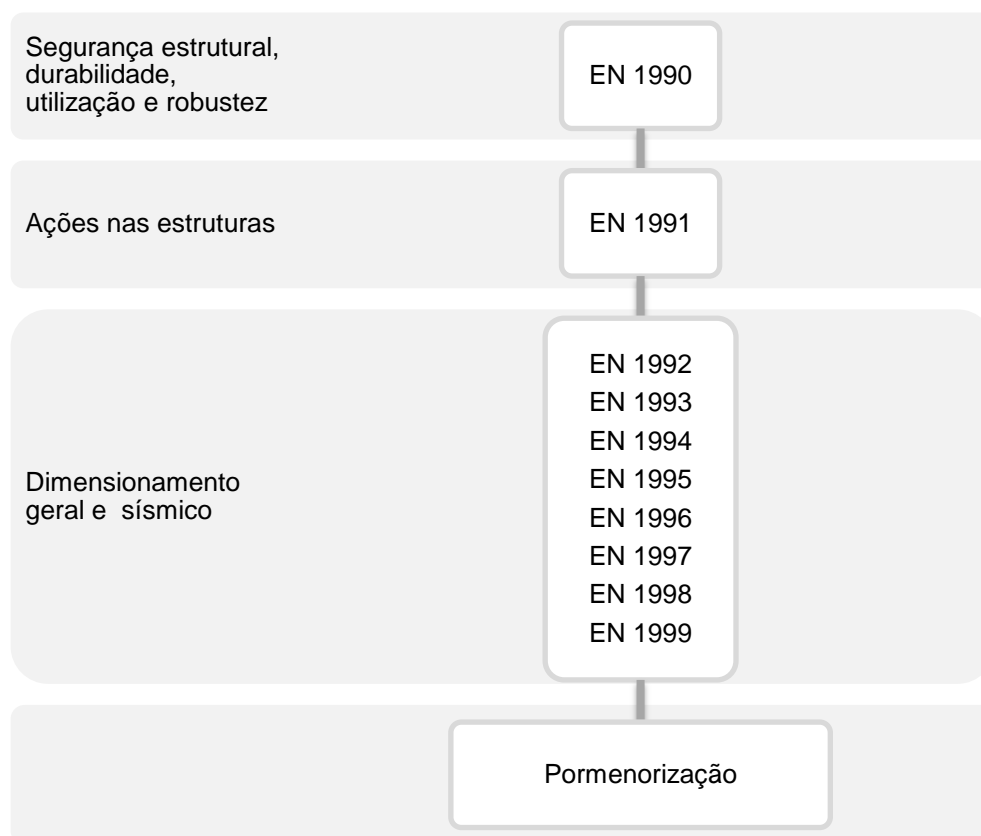


Figura 2.2 – Relação entre os diferentes Eurocódigos (adaptado de [6]).

Importa ainda referir que cada Eurocódigo tem na sua constituição um Anexo Nacional, “o qual visa assegurar uma maior eficácia da regulamentação”, ou seja, é um anexo onde constam dados específicos do país, como exemplo, dados climáticos e geográficos [7].

O Eurocódigo 2 (NP EN 1992) é a norma europeia destinada “ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de betão simples, betão armado e betão pré-esforçado. Obedece aos princípios e requisitos de segurança e de utilização das estruturas e às bases para o seu projeto e verificação indicadas na NP EN 1990.” [8]. Este regulamento “trata apenas dos requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo” [8]. Encontra-se dividido nas seguintes partes:

- Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo;
- Parte 2: Pontes de betão armado e pré-esforçado;
- Parte 3: Silos e reservatórios.

Neste trabalho, como já mencionado, pretende-se proceder ao estudo das tolerâncias dimensionais aplicáveis a elementos de betão armado de edifícios correntes, pelo que a norma a abordar será a NP EN 1992 Parte 1-1 (a qual, a partir daqui, sempre que for abordada será mencionada através da sigla EC2). No entanto, para além da regulamentação de dimensionamento, existem outras normas aplicáveis na construção de

uma estrutura de betão armado, como demonstra a Figura 2.3, onde se apresenta a relação entre as diferentes Normas Europeias. Neste contexto, e dado a “*estreita relação entre as regras de dimensionamento e as regras de execução*” [9], surgiu a norma NP EN 13670 que estabelece os procedimentos para a execução de estruturas de betão de modo a “*que estas atinjam o nível pretendido de segurança e de utilização durante a sua vida útil*” [9] como estabelecido em projeto. Esta última norma tem como objetivo estabelecer um vínculo entre o projeto e a execução, ou seja, permitir que o construtor entenda os requisitos estabelecidos pelo projetista. Além disso, também tem como função disponibilizar um conjunto de requisitos a atender na execução das estruturas de betão, bem como um conjunto de verificações a ter em conta por parte do projetista, de modo a que este forneça toda a informação necessária para a construção da estrutura à qual o projeto diz respeito [9].

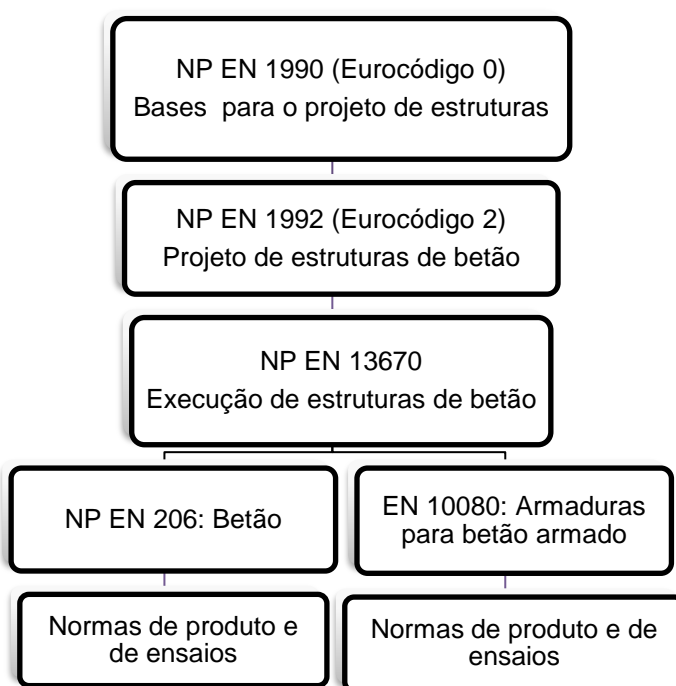


Figura 2.3 – Sistema de Normas Europeias para o projeto, execução e seleção de materiais para obras em betão armado (adaptado de [9]).

Além dos Eurocódigos, a nível internacional, existem outros regulamentos e normas de aplicação às estruturas de betão, sendo do âmbito do presente trabalho o *Model Code for Concrete Structures 2010* (MC2010) e as normas do *American Concrete Institute* (ACI).

As normas ACI consultadas foram o regulamento de dimensionamento de estruturas de betão intitulado “*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*” [10] e, mais especificamente no setor das tolerâncias, a “*Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-10) and Commentary*” [11].

Em Portugal, a regulamentação atravessa atualmente um período de transição, em que o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), que até há bem pouco tempo era o documento que regulamentava o setor deste tipo de estruturas, será substituído pelo Eurocódigo 2. Tal transição ainda não se concretizou, devido ao facto da *“maioria dos projetistas a operar no mercado desconhece as novas metodologias de cálculo, preferindo não abandonar os métodos associados à legislação portuguesa. Outro fator importante serão as mudanças que as normas europeias irão introduzir na conceção de estruturas, nomeadamente nas de betão armado”* [5]. Assim sendo, o dimensionamento de estruturas de betão armado pode ser feito aplicando os dois regulamentos.

2.4. VALORES REGULAMENTARES

2.4.1. GENERALIDADES

Em cada fase da construção de um edifício deve-se procurar respeitar as tolerâncias de execução, de modo a evitar que a estrutura, depois de executada, apresente efeitos prejudiciais ao nível da resistência mecânica e da estabilidade, quer em serviço, no desempenho durante o tempo de vida útil para o qual foi dimensionada, quer na ligação entre os diferentes elementos (estruturais e não estruturais) que a constituem [4, 9].

As tolerâncias geométricas, a respeitar durante a construção de uma estrutura, devem ser devidamente detalhadas em projeto, em função da regulamentação aplicável no local da obra [12]. É igualmente necessário que sejam definidos os pontos, linhas e superfícies a partir dos quais se irá fazer o controlo das tolerâncias em obra [11].

“Se determinado desvio geométrico for objeto de vários requisitos, aplica-se a tolerância mais exigente” [9].

Os valores das tolerâncias, que constam no presente trabalho, correspondem às habituais técnicas de execução utilizadas para a construção das estruturas de betão armado. No entanto, é importante que, antes de atender a estes valores, se procure cumprir, tanto quanto possível, as dimensões dos elementos estruturais definidas em projeto através da aplicação cuidada das técnicas de execução [12]. Note-se que apenas são do âmbito do presente trabalho os elementos de betão armado betonados em obra e, embora sejam estabelecidas tolerâncias regulamentares, optou-se por não mencionar os valores relativos aos elementos de betão pré-esforçados e elementos prefabricados. Salienta-se, ainda, que os valores indicados das tolerâncias são aplicáveis a estruturas de edifícios correntes, podendo, no entanto, ser aplicados a outras obras de engenharia civil ou alterados em projeto [9].

Além do já mencionado, os desvios geométricos que constam neste capítulo são válidos, salvo especificação em contrário, para elementos que ainda não sofreram qualquer tipo de deformação, ou seja, *“para a situação anterior à deformação provocada por cargas e por efeitos dependentes do tempo”* [9].

Para além dos valores das tolerâncias, este subcapítulo inclui também uma análise comparativa entre as tolerâncias estabelecidas por cada regulamento, por forma a registar as diferenças.

2.4.1.1. Classificação das tolerâncias (NP EN 13670 e MC2010)

A norma NP EN 13670, no que diz respeito às tolerâncias, faz a distinção entre tolerâncias normativas e tolerâncias informativas. As tolerâncias normativas são consideradas tolerâncias estruturais, ou seja, são valores que caso não sejam cumpridos, em rigor, podem pôr em causa a resistência mecânica e a estabilidade da própria estrutura. No que se refere às tolerâncias informativas, como o próprio nome indica, são tolerâncias de carácter informativo, pelo que, podem ou não ser tidas em conta, dado que não têm grande influência na estrutura. No entanto, a sua consideração, ou não, deve ser devidamente definida em projeto [4, 9].

“*Duas classes de tolerâncias estão previstas*” [4], pela norma NP EN 13670 e pelo MC2010: classe de tolerância 1 e classe de tolerância 2 [9, 13].

As tolerâncias da classe 1 são consideradas tolerâncias normais, uma vez que são desvios geométricos que garantem que a estrutura satisfaz as hipóteses de cálculo estabelecidas em projeto e satisfazem “*outros requisitos funcionais da construção*” [9], ou seja, outras questões que não afetem o projeto.

Os valores das tolerâncias da classe 1, especificados pela norma NP EN 13670 e pelo MC2010, que constam no subcapítulo 2.4.2 do presente trabalho, são considerados fundamentais para a resistência mecânica e para a estabilidade da própria estrutura. Estes valores satisfazem as hipóteses de cálculo do EC2, no caso da norma NP EN 13670, e do MC2010, no caso das tolerâncias detalhadas por este regulamento, estando estes desvios geométricos diretamente relacionados com os coeficientes parciais dos materiais que constam no subcapítulo 2.4.1.2 [9, 13].

Quando as tolerâncias são especificadas de acordo com a classe de tolerância 2, a serem utilizadas em estruturas especiais (por exemplo: pontes, arranha-céus ou construções para reatores nucleares) e são utilizados os coeficientes reduzidos dos materiais, presentes no subcapítulo 2.4.1.2, deve ser exigido um controlo de qualidade mais rigoroso, ou seja, uma inspeção do tipo 3 conforme o especificado no subcapítulo 2.6 da presente dissertação [9].

2.4.1.2. Coeficientes parciais relativos aos materiais

Na definição dos valores de cálculo das propriedades dos materiais, betão e aço, é considerado, em projeto, um conjunto de valores designados por coeficientes parciais relativos aos materiais, γ_c e γ_s , os quais se destinam a considerar pequenas reduções de desempenho que possam ocorrer nos elementos de betão armado, principalmente de resistência [8, 13].

O EC2 e o MC2010, como consta no Quadro 2.1, especificam os coeficientes parciais relativos aos materiais em função das seguintes situações de projeto [14]:

- Persistentes – são situações que resultam do uso normal;
- Transitórias – são situações temporárias, tais como, faseamento construtivo, reparações ou manutenções;
- Acidentais – são situações excepcionais, como incêndios e choques.

Os coeficientes parciais relativos aos materiais, que constam no quadro seguinte, correspondem as tolerâncias da classe 1 e a um nível normal de execução e de inspeção (por exemplo, Classe de Inspeção 2) [8].

Quadro 2.1 - Coeficientes parciais relativos aos materiais, γ_c e γ_s , segundo o EC2 e MC2010 [8, 13].

Situações de projeto	γ_c para betão	γ_s para aço
Persistentes	1,5	1,15
Transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,0

No que se refere aos coeficientes parciais relativos aos materiais, o REBAP, em comparação com o EC2 e com o MC2010, apenas menciona valores para as situações de projeto persistentes e transitórias, que são iguais aos presentes no Quadro 2.1 [12].

Note-se que, apesar dos regulamentos especificarem o conjunto de valores apresentados no Quadro 2.1, também permitem que os mesmos sejam reduzidos ou aumentados, dependendo da situação e do regulamento em análise.

O EC2 permite que o coeficiente parcial de segurança do aço seja reduzido para um valor recomendado de 1,10 se, segundo o ponto A.2.1 (1) do Anexo A, durante a execução dos elementos de betão armado, seja previsto um controlo de qualidade que garanta o cumprimento dos desvios permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras, presentes nos Quadros 2.10 e 2.18, respetivamente [8]. No que diz respeito ao coeficiente parcial de segurança do betão, conforme o ponto A.2.1 (2) do mesmo anexo, este também poderá ser reduzido para um valor recomendado de 1,40 se, para além do cumprimento dos desvios permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras (Quadros 2.10 e 2.18, respetivamente), se garanta que o coeficiente de variação da resistência do betão não é superior a 10%, ou seja, é necessário verificar que nos ensaios de resistência do betão não exista uma diferença superior a 10% entre os valores obtidos [8].

No entanto, e apesar do Anexo A do EC2 ser de carácter informativo, pelo Anexo Nacional, do mesmo regulamento, para se poderem aplicar, em Portugal, as reduções dos coeficientes parciais relativos aos materiais, é necessário que o dono de obra aceite essas reduções. Também é preciso garantir a adoção de uma classe de fiabilidade 3 de acordo

com o EC0 e que, em obra, a inspeção seja realizada de acordo com a classe de inspeção 3 especificada na norma NP EN 13670 [8, 9].

Para além das reduções dos coeficientes parciais relativos aos materiais, descritas anteriormente, o Anexo A do EC2 prevê que os mesmos coeficientes sejam ainda mais reduzidos. Essas reduções, baseadas em grandezas geométricas reduzidas ou medidas e baseadas na avaliação da resistência do betão na estrutura acabada, não são do âmbito do presente trabalho, pelo que se optou por não as descrever em detalhe [8].

No que se refere ao MC2010, este regulamento também prevê a redução dos coeficientes parciais relativos dos materiais, betão e aço, no máximo, para os valores de 1,40 e 1,10, respetivamente. Mas tal só será possível se as tolerâncias especificadas pelo regulamento forem reduzidas em 50% e seja garantido que, em obra, exista um controlo de qualidade que garanta o cumprimento das mesmas. Além disso, há que realçar que o MC2010, ao contrário dos outros regulamentos, permite o aumento dos coeficientes parciais relativos aos materiais caso as tolerâncias não sejam cumpridas, embora não especifique em quanto será esse aumento [13].

2.4.2. TOLERÂNCIAS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA E A ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

Os valores das tolerâncias, que compõem o presente subcapítulo, dizem respeito a características dimensionais dos elementos de betão armado que têm direta influência na resistência mecânica e na estabilidade da estrutura.

2.4.2.1. Pilares e paredes

Os desvios estruturais permitidos pelos regulamentos, para pilares e paredes, encontram-se apresentados em seguida.

Em relação à inclinação de um pilar ou parede (Figura 2.4), para edifícios de um só piso ou de vários pisos, os desvios estruturais permitidos são os que constam no Quadro 2.2 [9].

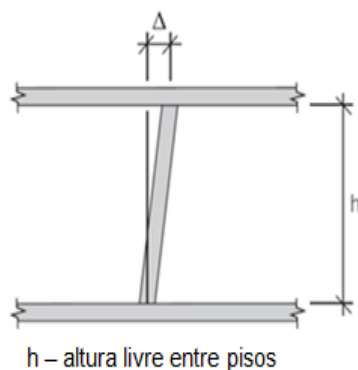


Figura 2.4 – Desvio admissível para a inclinação de um pilar ou parede (adaptado de [15]).

Quadro 2.2 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a inclinação de um pilar ou de uma parede, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].

NP EN 13670		MC2010
$h \leq 10$ m	O maior valor entre: 15 mm ou $h/400$	O maior valor entre $h/300$ e 15 mm.
$h > 10$ m	O maior valor entre: 25 mm ou $h/600$	

Por análise do gráfico (Figura 2.5), onde estão representados os desvios permitidos para a inclinação de um pilar ou parede (Quadro 2.2), rapidamente se percebe que, para alturas livres inferiores a 5 m, a norma NP EN 13670 e o MC2010, especificam um desvio admissível de 15 mm. A partir da altura de 5 m, os desvios permitidos pelo MC2010 começam a distanciar-se dos permitidos pela norma NP EN 13670 em cerca de 2 mm (inicialmente), chegando essa diferença a ser o dobro a partir de alturas iguais ou superiores a 15 m. É ainda de referir que, entre os 10 m e os 15 m, a norma NP EN 13670 permite um desvio constante de 25 mm. Assim sendo, a norma NP EN 13670 é mais restritiva em relação aos desvios geométricos permitidos para a inclinação dos elementos estruturais mencionados.

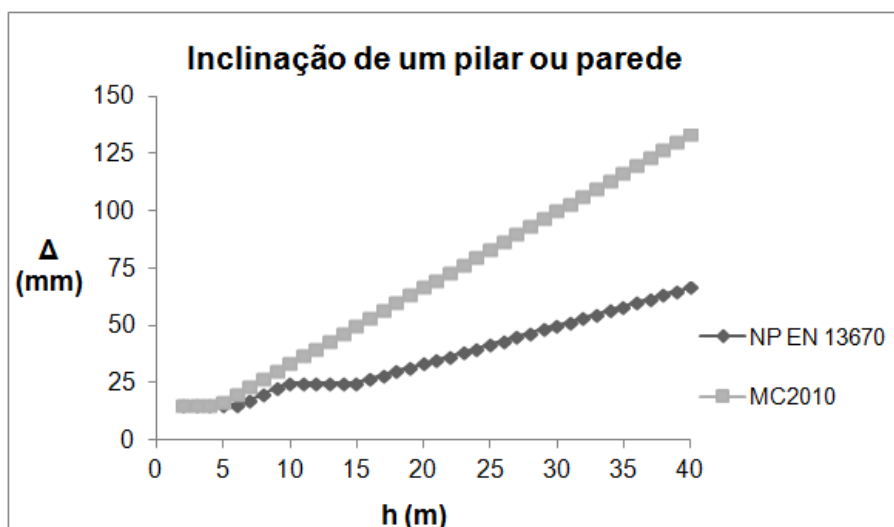


Figura 2.5 – Variação do desvio admissível para a inclinação de um pilar, ou parede, em função da altura livre entre pisos.

No que se refere ao desvio admissível para o desvio entre eixos de pilares e paredes (Figura 2.6), a norma NP EN 13670 e o MC2010 especificam o mesmo valor, o qual depende da espessura do elemento (Quadro 2.3) [9, 13].

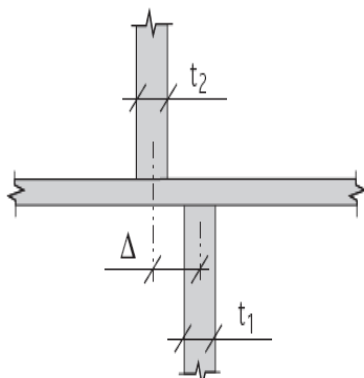
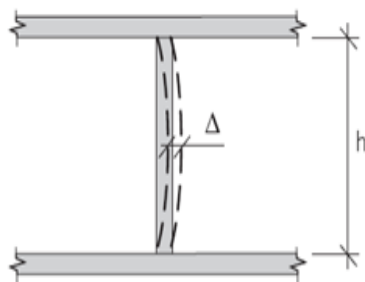


Figura 2.6 – Desvio admissível para o alinhamento vertical [4, 15].

Quadro 2.3 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para o desvio entre eixos de pilares ou paredes, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].

NP EN 13670	MC2010
O maior dos valores: $t/30$ ou 15 mm, mas não mais de 30 mm, em que $t = (t_1 + t_2)/2$, sendo t a espessura em mm.	

Para a curvatura de um pilar ou de uma parede entre pisos adjacentes (Figura 2.7), e apenas para pilares no caso do MC2010, os desvios permitidos encontram-se detalhados no Quadro 2.4 [9, 13].



h – altura livre entre pisos

Figura 2.7 – Desvio admissível para a curvatura de um pilar ou de uma parede [15].

Quadro 2.4 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a curvatura de um pilar ou de uma parede, segundo a norma NP EN 13670. E apenas, no caso do MC2010, para pilares [5, 13].

NP EN 13670	MC2010
O maior dos seguintes valores: $h/300$ ou 15 mm mas não mais de 30 mm.	

Relativamente à verticalidade de um pilar ou parede, a norma NP EN 13670 e o MC2010 especificam os desvios presentes no Quadro 2.5, os quais são medidos em relação a uma linha vertical traçada desde a base do edifício, como ilustrado na Figura 2.8 [9, 13].

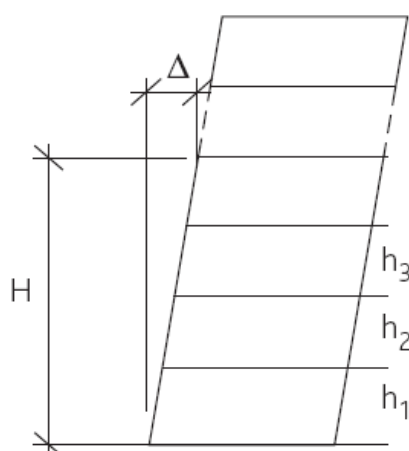


Figura 2.8 – Desvio admissível para a localização, na vertical, de um pilar ou parede [15].

Quadro 2.5 – Desvio admissível (classe de tolerância 1) para a localização de um pilar ou parede, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].

NP EN 13670	MC2010
O maior dos valores: 50 mm ou $H/(200n^{1/2})$	

Nota: H é a soma da altura dos andares considerados, em mm, e n é o número de andares ($n > 1$).

A ACI 117-10, em relação aos desvios permitidos para a localização na vertical de um pilar ou parede, estabelece que os mesmos devem ser medidos em relação a uma linha vertical traçada desde o topo da fundação. Além disso, especifica os desvios em função do tipo de acabamento do elemento estrutural, ou seja, para elementos em que o betão será protegido (por exemplo: com pintura) os desvios estruturais são os que constam no Quadro 2.6 e, no caso de elementos onde o betão fique à vista os desvios permitidos são os do Quadro 2.7 [11].

Quadro 2.6 – Desvios admissíveis para a localização na vertical, de um pilar ou de uma parede, em que o betão será protegido, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Altura (H)	Desvios admissível (Δ)	Altura (H)	Desvios admissível (Δ)
$H \leq 8 \text{ ft } 4 \text{ in.}$	O menor dos valores: $0,003H$ ou $\pm 1 \text{ in.}$	$H \leq 25 \text{ m}$	O menor dos valores: $0,003H$ ou $\pm 25 \text{ mm.}$
$H > 8 \text{ ft } 4 \text{ in.}$	O menor dos valores: $0,001H$ ou $\pm 6 \text{ in.}$	$H > 25 \text{ m}$	O menor dos valores: $0,001H$ ou $\pm 152 \text{ mm.}$

Nota: A altura H é medida desde o topo da fundação.

Quadro 2.7 – Desvios admissíveis para a localização na vertical, de um pilar ou de uma parede em betão à vista, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Altura (H)	Desvios admissível (Δ)	Altura (H)	Desvios admissível (Δ)
$H \leq 8 \text{ ft } 4 \text{ in.}$	O menor dos valores: $0,002H$ ou $\pm 1/2 \text{ in.}$	$H \leq 25 \text{ m}$	O menor dos valores: $0,002H$ ou $\pm 13 \text{ mm.}$
$H > 8 \text{ ft } 4 \text{ in.}$	O menor dos valores: $0,0005H$ ou 3 in.	$H > 25 \text{ m}$	O menor dos valores: $0,0005H$ ou 76 mm.

Nota: A altura H é medida desde o topo da fundação.

Por análise do gráfico da Figura 2.9, onde se encontram representados os valores dos desvios permitidos para a localização na vertical de pilares e paredes (Quadros 2.5 e 2.6), verifica-se que a norma NP EN 13670 e o MC2010 não permitem um desvio inferior a 50 mm para alturas inferiores a 50 m, aumentando o desvio admissível à medida que a altura do edifício aumenta, a partir dos 50 m de altura. Já no que se refere à especificação ACI 117-10, para alturas inferiores a 50 m são permitidos desvios inferiores a 50 mm, sendo os valores entre as duas regulamentações similares quando a altura se aproxima dos 50 m. Aos 50 m ocorre uma troca de posições, ou seja, a especificação ACI 117-10 começa a permitir maiores desvios que a NP EN 13670 e que o MC2010, tal diferença vai aumentando à medida que a altura aumenta. A partir dos 152 m de altura a especificação ACI 117-10 fixa os desvios nos 152 mm, enquanto que os desvios permitidos pela NP EN 13670 e MC2010 continuam a aumentar.

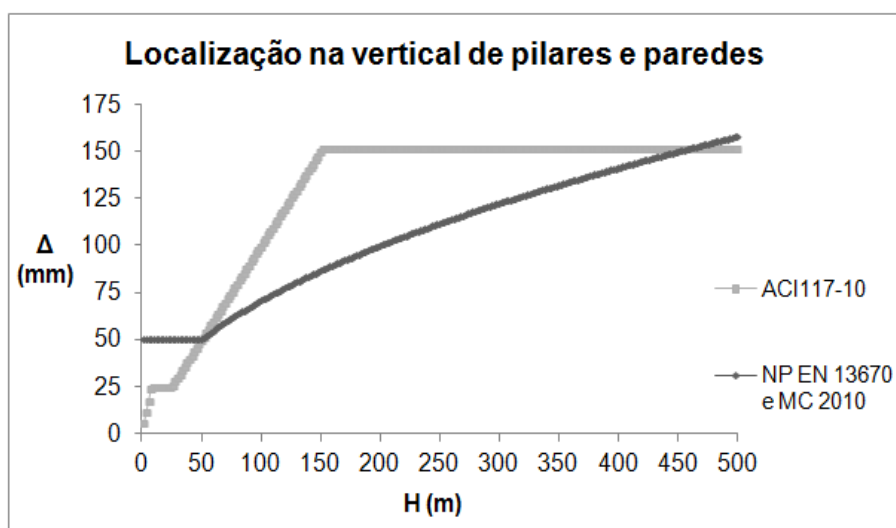


Figura 2.9 – Variação do desvio admissível para a localização na vertical de pilares e paredes, em função da altura do edifício.

A ACI 117-10, como já foi referido anteriormente, especifica os desvios admissíveis para a localização vertical dos pilares e das paredes em função do acabamento do betão. Por comparação dos valores que constam nos Quadros 2.6 e 2.7, os quais se encontram representados no gráfico da Figura 2.10, verifica-se que a especificação é mais conservativa para os elementos de betão à vista, ou seja, permite desvios menores. A diferença entre os desvios, para alturas inferiores a 25 m é pouco acentuada, mas a partir dos 25 m essa diferença duplica. A partir dos 150 m de altura a especificação limita os desvios a 152 mm para elementos em que o betão será protegido (por exemplo: com pintura) e 76 mm para elementos em betão à vista.

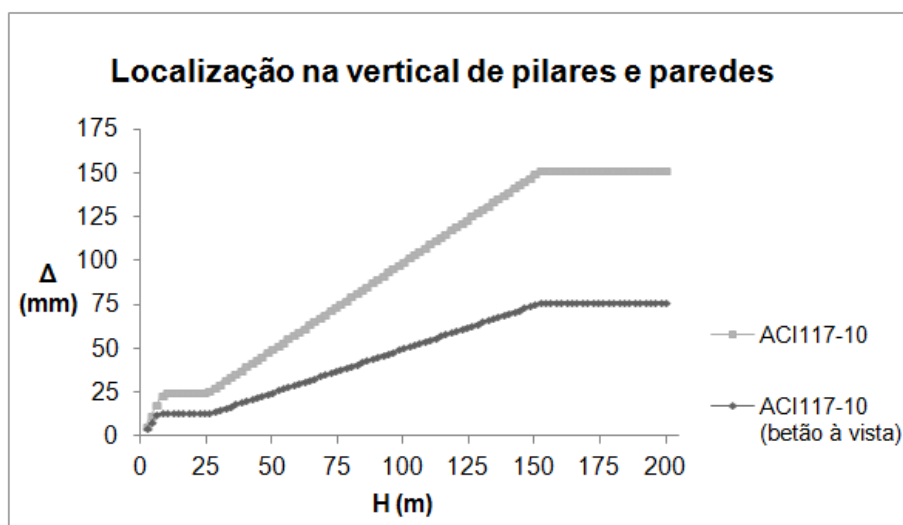


Figura 2.10 – Variação do desvio admissível para a localização na vertical de pilares e paredes, segundo as normas americanas.

2.4.2.2. Vigas e lajes

Os desvios estruturais permitidos, pelos regulamentos, para vigas e lajes encontram-se apresentados nos quadros seguintes.

Para a posição duma ligação pilar/viga (Figura 2.11), medida em relação ao pilar, a norma NP EN 13670 e o MC2010 permitem o mesmo desvio estrutural que consta no Quadro 2.8 [9, 13].

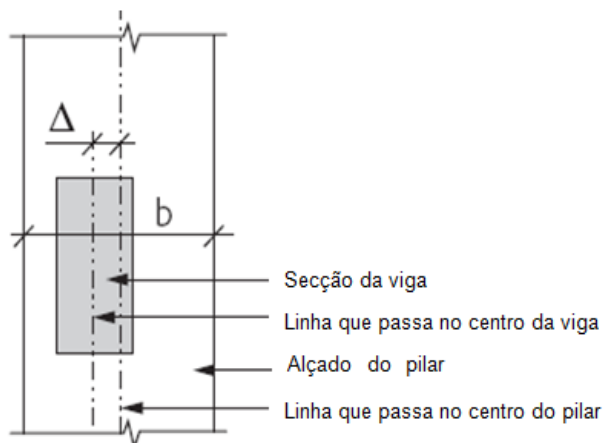


Figura 2.11 – Desvio admissível para a posição duma ligação pilar/viga (adaptado de [15]).

Quadro 2.8 – Desvios (classe de tolerância 1) permitidos para a posição duma ligação pilar/viga medida em relação ao pilar, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [5, 13].

NP EN 13670	MC2010
O maior dos valores: $\pm b/30$ mm ou ± 20 mm.	
Nota: b é a dimensão do pilar na mesma direção de Δ .	

Quanto à posição do eixo de carga, em relação à aresta do apoio, como ilustrado na Figura 2.12, isto se os apoios forem estruturais, os regulamentos estipulam os desvios que constam no Quadro 2.9 [9, 13].

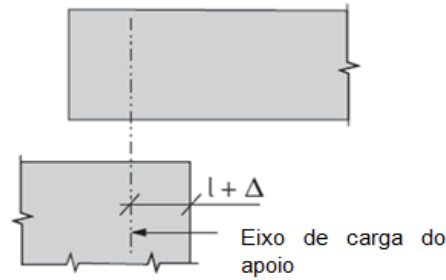


Figura 2.12 – Desvio admissível para a posição do eixo de carga, em relação à aresta do apoio (adaptado de [15]).

Quadro 2.9 – Desvios (classe de tolerância 1) admissíveis para a posição do eixo de carga em relação à aresta do apoio, segundo a norma NP EN 13670 e o MC2010 [9, 13].

NP EN 13670	MC2010
O maior dos valores: $\pm l/20$ mm ou ± 15 mm.	

Nota: l é a distância pretendida à aresta.

2.4.2.3. Dimensões da secção transversal

As dimensões das secções transversais de betão armado, representadas na Figura 2.13, nomeadamente, altura total de vigas e lajes, largura ou espessura da alma de vigas, dimensões das secções de pilares, devem satisfazer as tolerâncias que constam nos quadros seguintes [12].

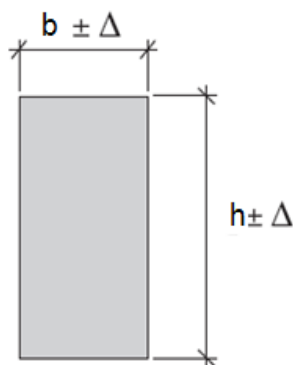


Figura 2.13 – Desvio admissível para as dimensões da secção transversal (adaptado de [15]).

A norma NP EN 13670, o EC2 e o MC2010, em relação aos desvios admissíveis para as dimensões das secções, especificam os valores que constam no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 – Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo a norma NP EN 13670, EC2 e MC2010 [8, 9, 13].

h ou b	Dimensões da secção ($\pm \Delta h, \Delta b$)		
	NP EN 13670 e MC2010		EC2
	Classe de tolerância 1	Classe de tolerância 2	
≤ 150 mm	10 mm	5 mm	5 mm
400 mm	15 mm	10 mm	10 mm
≥ 2500 mm	30 mm	30 mm	30 mm

Nota: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.

Através da análise do Quadro 2.10, conclui-se que o MC2010 e a norma NP EN 13670 especificam os mesmos desvios para as dimensões das secções. Em relação ao EC2, os desvios permitidos correspondem aos desvios da classe de tolerância 2 da norma NP EN 13670. Para dimensões inferiores a 2500 mm os desvios permitidos pela classe de tolerância 1 são superiores aos da classe de tolerância 2, mas para dimensões superiores a 2500 mm apenas é permitido um desvio de 30 mm, independentemente da classe ou do regulamento.

O REBAP, no que diz respeito às dimensões das secções, indica os desvios geométricos presentes no Quadro 2.11.

Quadro 2.11 – Desvios admissíveis para as dimensões das secções transversais, segundo o REBAP (adaptado do art.118º [12]).

h ou b (mm)	Dimensões da secção $\pm \Delta h, \Delta b$ (mm)
< 400	0,05h (ou b)
≥ 400	20

Pela análise, em simultâneo, do gráfico da Figura 2.14 e do Quadro 2.11, pode-se concluir que o REBAP, em relação aos outros regulamentos (NP EN 13670, MC2010 e EC2), especifica desvios menores para dimensões inferiores a 150 mm. Para dimensões superiores a 150 mm, a NP EN 13670, o MC2010 e o EC2 permitem que os desvios aumentem gradualmente até uma dimensão de 2500 mm, após a qual os desvios tomam o valor de 30 mm. Já o REBAP apenas permite que os desvios vão aumentando até dimensões de 400 mm, a partir da qual, o valor do desvio assume o valor de 20 mm.

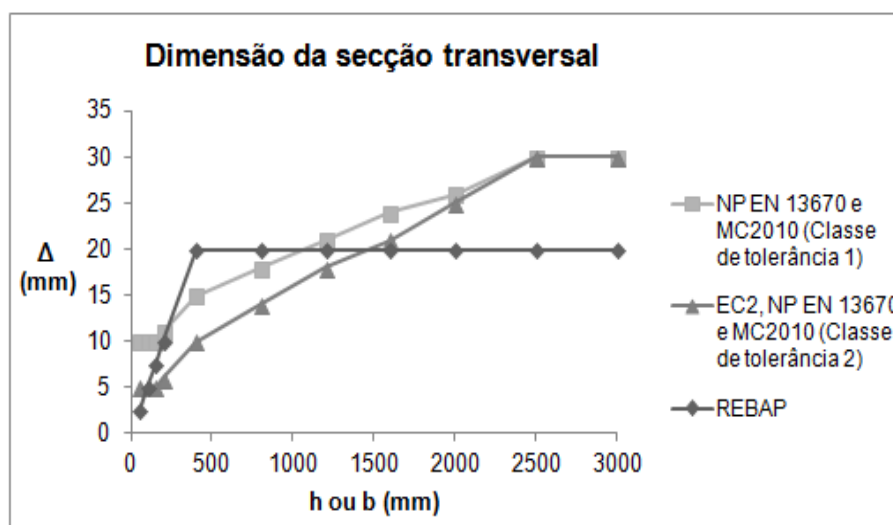


Figura 2.14 – Variação do desvio admissível para as dimensões das secções em função da altura (ou largura) da secção.

Relativamente às dimensões da secção transversal, a ACI 117-10 apenas especifica desvios permitidos para a altura da secção de vigas, paredes e pilares, valores esses que constam no quadro seguinte. Note-se que a mesma especificação também especifica valores para paredes betonadas contra o terreno e para a espessura de lajes suspensas, mas optou-se por não apresentar esses valores [11].

Quadro 2.12 – Desvios admissíveis para a altura das secções transversais, segundo a ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Dimensão da secção	Desvio admissível	Dimensão da secção	Desvio admissível
$h \leq 12$ in	+ 3/8 in - 1/4 in	$h \leq 300$ mm	+ 9 mm - 6 mm
12 in < $h \leq 36$ in	+ 1/2 in - 3/8 in	300 mm < $h \leq 900$ mm	+ 13 mm - 9 mm
$h > 36$ in	+ 1 in - 3/4 in	$h > 900$ mm	+ 25 mm - 19 mm

Comparando os valores da especificação ACI 117-10, presentes no Quadro 2.12, com os valores da regulamentação europeia (Quadros 2.10 e 2.11), a grande diferença encontra-se no facto da ACI 117-10, ao contrário dos outros regulamentos, especificar valores diferentes para os desvios inferiores e superiores.

Através da análise do gráfico (Figura 2.15) conclui-se que para alturas inferiores a 500 mm os desvios superiores permitidos pela ACI 117-10 aproximam-se dos desvios permitidos

pela classe de tolerância 1 da NP EN 13670 e MC2010. No entanto, a partir dos 500 mm de altura os desvios admitidos pela ACI 117-10 rapidamente atingem o valor máximo de 25 mm. O REBAP apenas permite que os desvios aumentem até uma altura de 400 mm, a partir da qual, o valor do desvio estabiliza nos 20 mm. Já a NP EN 13670, o MC2010 e o EC2 (classe de tolerância 1 e 2) permitem que os desvios aumentem até uma altura igual a 2500 mm, a partir da qual o valor estabiliza nos 30 mm. Conclui-se, assim, que, de uma forma genérica, o REBAP, é o mais conservativo dos regulamentos em análise, dado que antes de se atingir uma altura de 500 mm já se atingiu o desvio máximo permitido.

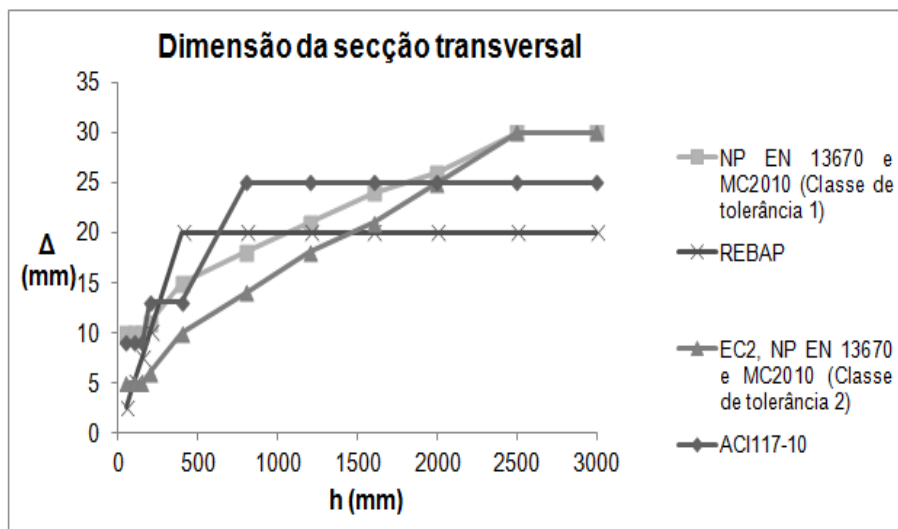


Figura 2.15 – Variação do desvio superior admissível para a altura da secção transversal.

Analisando o desvio inferior admissível (Figura 2.16) percebe-se que o REBAP, a NP EN 13670, o MC2010 e o EC2 especificam para o desvio inferior o mesmo valor do desvio superior. A grande diferença está no desvio permitido pela ACI 117-10, dado que apenas permite um desvio máximo de 19 mm, ao contrário dos 25 mm permitidos para o desvio superior.

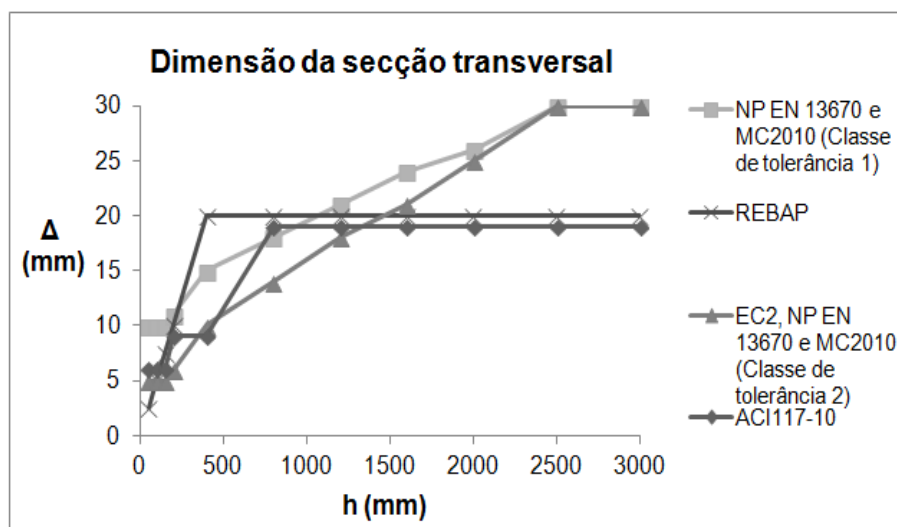


Figura 2.16 – Variação do desvio inferior admissível para a altura da secção transversal.

No que se refere às dimensões das secções transversais de fundações, a norma NP EN 13670 apenas especifica um conjunto de desvios inferiores (Quadro 2.13) permitidos para fundações normais correntes, betonadas diretamente contra o terreno ou betonadas com recurso a cofragem. Quanto aos desvios superiores apenas refere que os mesmos devem ser indicados no projeto de execução, não especifica nenhum valor [9].

Quadro 2.13 – Desvios inferiores admissíveis para as dimensões da secção transversal de fundações, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9]).

h ou b (mm)	Dimensões da secção (Δh , Δb)	
	Classe de tolerância 1	Classe de tolerância 2
≤ 150	- 10 mm	- 5 mm
400	- 15 mm	- 10 mm
≥ 2500	- 30 mm	- 30 mm

Nota: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para valores intermédios.

Para a dimensão da secção transversal de fundações betonadas com recurso a cofragem (Figura 2.17), a ACI 117-10 permite os desvios presentes no Quadro 2.14.

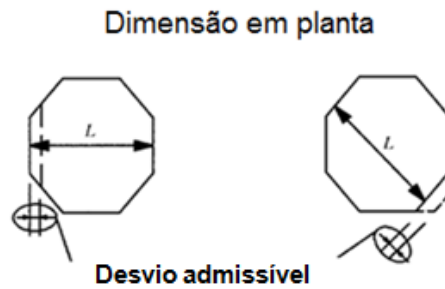


Figura 2.17 – Cofragem de fundação: dimensões da secção transversal (adaptado da Fig. R3.5.1 [11]).

Quadro 2.14 - Desvios admissíveis para fundações executadas com recurso a cofragem, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades	Sistema Internacional de Unidades (SI)
+ 2 in	+ 50 mm
- 1/2 in	- 13 mm

No que se refere a fundações betonadas contra o terreno, o desvio horizontal permitido para a secção transversal, representado pela dimensão L (Figura 2.18), deve respeitar os desvios que constam no Quadro 2.15.

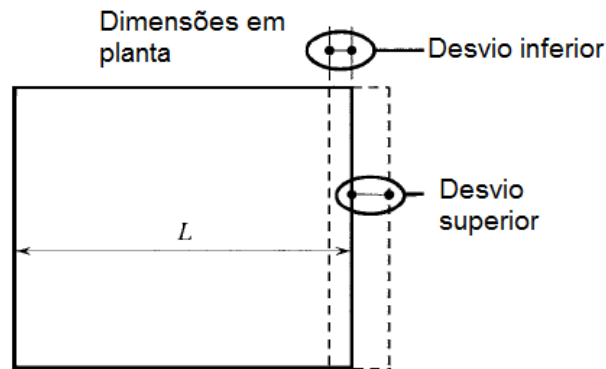


Figura 2.18 – Ilustração das dimensões para fundações uniformemente betonadas contra o terreno (adaptado da Fig. R3.5.2 [11]).

Quadro 2.15 – Desvios horizontais admissíveis para fundações uniformemente betonadas contra o terreno, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Dimensão (L)	Desvio admissível (ΔL)	Dimensão (L)	Desvio admissível (ΔL)
$L \leq 2$ ft	+ 3 in	$L \leq 610$ mm	+ 75 mm
	- 1/2 in		- 13 mm
$L > 2$ ft	+ 6 in	$L > 610$ mm	+ 150 mm
	- 1/2 in		- 13 mm

Por comparação dos desvios permitidos pela ACI 117-10 (Quadros 2.14 e 2.15), conclui-se que para fundações betonadas com recurso a cofragem apenas é permitido um desvio superior e outro inferior, o mesmo não acontecendo para fundações betonadas contra o terreno, em que o valor do desvio é estabelecido em função da dimensão L. Note-se que o intervalo entre desvios é menor para fundações betonadas com recurso a cofragem. Tal pode dever-se ao facto de que o recurso à cofragem permite controlar melhor as dimensões do elemento a betonar. Além disso o desvio negativo, independentemente de como a fundação é construída, é sempre igual a 13 mm.

Analisando o gráfico da figura seguinte (Figura 2.19), percebe-se que a NP EN 13670 permite, para larguras inferiores a 500 mm, desvios abaixo dos 13 mm recomendados pela ACI 117-10, verificando-se ainda que a classe de tolerância 1 da NP EN 13670, ao contrário da classe de tolerância 2, não permite desvios muito abaixo dos especificados pela ACI 117-10.

À medida que a largura da secção aumenta, os desvios permitidos pelas classes de tolerâncias 1 e 2 da NP EN 13670 convergem para um desvio máximo de 30 mm, enquanto que o desvio tolerado pela ACI 117-10 mantêm-se constante nos 13 mm.

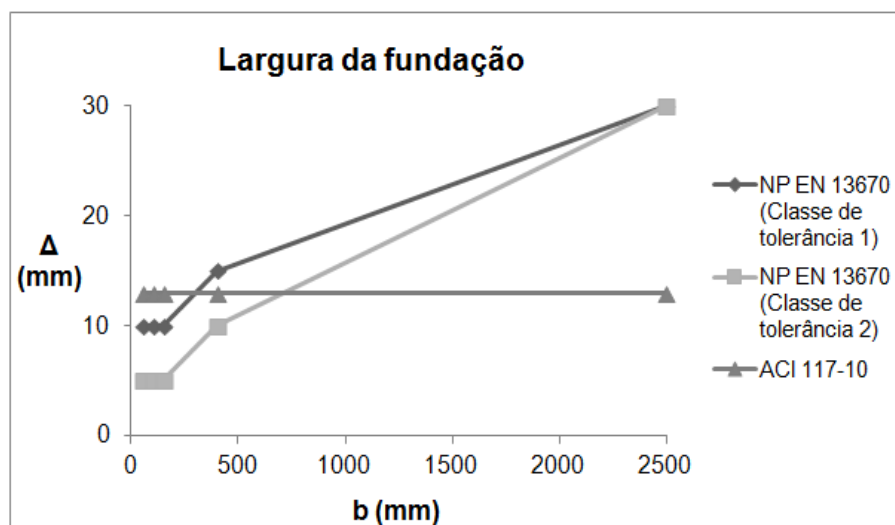


Figura 2.19 – Variação do desvio inferior admissível para a largura da fundação.

Para a espessura da fundação, T , ilustrada na Figura 2.20, a especificação ACI 177-10 apenas especifica um desvio inferior de $-0,05T$. A mesma especificação também especifica valores para elementos verticais perfurados no solo (estacas) mas como não é do âmbito do presente trabalho optou-se por não mencionar [11].

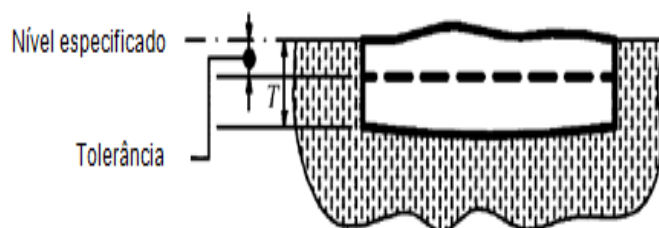


Figura 2.20 – Representação do desvio admissível para a espessura da fundação (adaptado da Fig. R3.5.3 [11]).

Por comparação dos desvios admissíveis para a altura (espessura) da fundação, representados no gráfico da Figura 2.21, conclui-se que para alturas inferiores a 500 mm os desvios permitidos pela norma NP EN 13670 e pela ACI 117-10 são muito próximos, podendo verificar-se que para alturas muito pequenas os desvios permitidos pela ACI 117-10 são mesmo inferiores aos especificados pela classe de tolerância 2 da NP EN 13670. Para alturas superiores a 500 mm os desvios permitidos pela NP EN 13670 tendem a convergir para um desvio máximo de 30 mm, enquanto que os desvios permitidos pela especificação ACI 117-10 continuam a aumentar à medida que a altura da fundação aumenta. Assim sendo, a norma NP EN 13670 é mais conservativa uma vez que a partir de uma altura de 2500 mm limita o desvio a 30 mm.

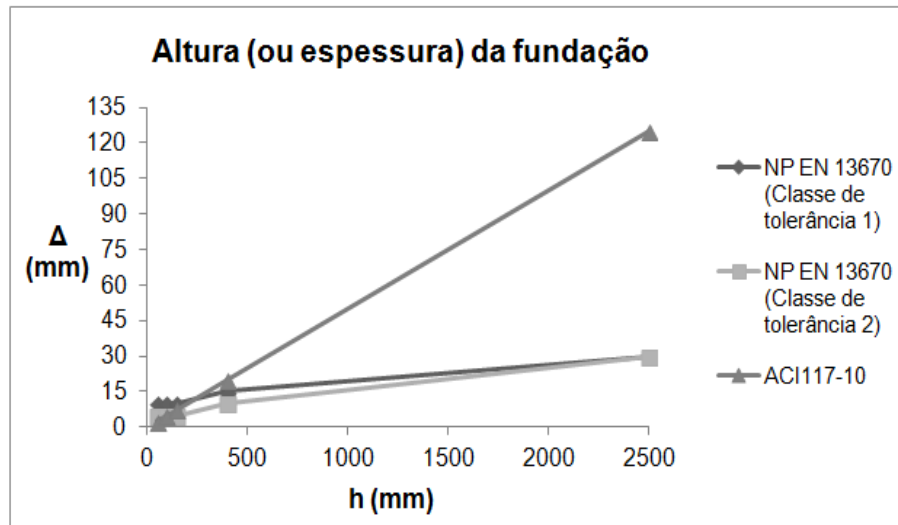


Figura 2.21 – Variação do desvio inferior admissível para a altura (ou espessura) das fundações.

2.4.2.4. Recobrimento das armaduras

Para o cálculo do recobrimento nominal (C_{nom}), ou seja, o recobrimento das armaduras a utilizar nos cálculos e a especificar nos desenhos de projeto, o EC2, a NP EN 13670 e o MC2010 recomendam que ao recobrimento mínimo seja adicionada uma tolerância de execução, ΔC_{dev} , como demonstrado na Figura 2.22, para a qual é recomendado um valor de 10 mm [8, 9, 13].

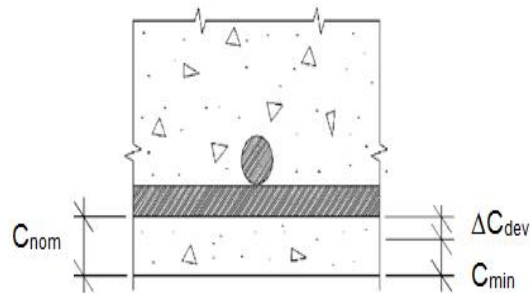


Figura 2.22 – Ilustração do recobrimento das armaduras (adaptado da Figura 4 [9]).

No entanto, pelo EC2 e pelo MC2010, em determinadas situações, o valor da tolerância de execução, ΔC_{dev} , poderá ser reduzido [8, 13]:

- Se, durante a execução do elemento de betão armado, for garantido um controlo de qualidade, que inclua medições do recobrimento das armaduras, o valor da tolerância de execução poderá ser reduzido para:

$$5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$$

- Se for possível garantir, que durante o controlo de qualidade, são utilizados equipamentos de medição muito exatos, o valor da tolerância de execução poderá ser reduzido para:

$$0 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$$

Além do referido no parágrafo anterior, o MC2010 permite um desvio inferior a 10 mm entre o recobrimento nominal, especificado em projeto, e o recobrimento que realmente foi executado em obra [13].

Embora seja discutível a consideração dos valores como tolerâncias, o EC2 recomenda que para betonagem sobre superfícies irregulares se aumente o recobrimento nominal, em função da diferença provocada pela irregularidade da superfície onde o betão é colocado. Assim, para betonagens sobre o terreno preparado (incluindo betão de limpeza) o recobrimento nominal deverá ser pelo menos 40 mm e 75 mm nos casos em que a betonagem é executada diretamente contra o terreno. Já no que se refere a superfícies estriadas ou com inertes à vista, o recobrimento nominal também deverá ser aumentado em pelo menos 5 mm, de modo a ter em conta a irregularidade da superfície [8].

O REBAP, no que diz respeito ao recobrimento das armaduras, prevê um desvio inferior de - 5 mm [12].

O ACI 318-11 (para vigas, paredes, lajes e pilares) recomenda para o recobrimento das armaduras os desvios que constam no quadro seguinte. No entanto, e segundo a especificação ACI 117-10, estes valores apenas devem ser considerados nos cálculos e nunca como tolerâncias de construção [10, 11].

Quadro 2.16 – Desvios inferiores admissíveis para o recobrimento das armaduras, segundo o ACI 318-11 (adaptado §7.5.2.1 [10]).

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Altura útil (d)	Desvio admissível	Altura útil (d)	Desvio admissível
d ≤ 8 in	- 3/8 in	d ≤ 200 mm	- 9 mm
d > 8 in	- 1/2 in	d > 200 mm	- 13 mm

A especificação ACI 117-10, para elementos de betão armado, recomenda os desvios presentes no quadro seguinte (Quadro 2.17) para o recobrimento das armaduras.

Quadro 2.17 – Desvios inferiores admissíveis para o recobrimento das armaduras, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Dimensão h	Desvio admissível	Dimensão h	Desvio admissível
$h \leq 12$ in	- 3/8 in	$h \leq 300$ mm	- 9 mm
$h > 12$ in	- 1/2 in	$h > 300$ mm	- 13 mm

Nota 1: h é a altura ou a espessura do elemento.

Nota 2: A redução do recobrimento nunca deve exceder 1/3 do especificado em projeto.

Comparando os valores dos desvios permitidos para o recobrimento conclui-se que o EC2 e o MC2010 são os regulamentos mais restritos, uma vez que impõem menores desvios, mas para que tal seja possível é necessário garantir um adequado controlo de qualidade.

2.4.2.5. Posicionamento das armaduras

Relativamente ao posicionamento das armaduras, ilustrado na Figura 2.23, os regulamentos permitem os desvios expressos nos quadros seguintes (Quadros 2.18, 2.19 e 2.20).

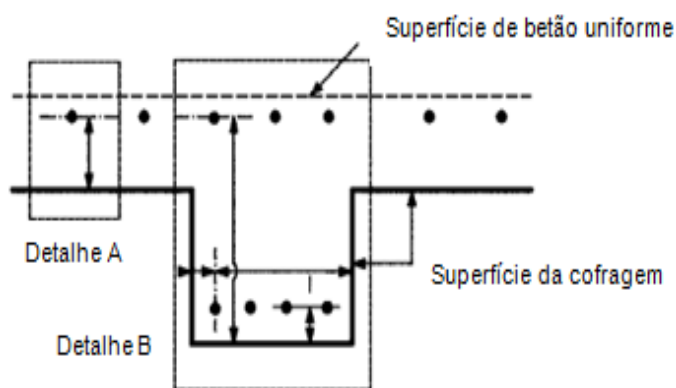


Figura 2.23 – Ilustração das tolerâncias para a posição da armadura (adaptado da Fig. R2.2.1 [11]).

Quadro 2.18 – Desvios superiores admissíveis para a posição das armaduras, segundo a norma NP EN 13670 e EC2 [8, 9].

h ou b	Posição das armaduras (+ Δc)		
	NP EN 13670		EC2
	Classe de tolerância 1	Classe de tolerância 2	
≤ 150 mm	10 mm	5 mm	5 mm
400 mm	15 mm	10 mm	10 mm
≥ 2500 mm	25 mm (Nota 2)	20 mm	20 mm

Nota 1: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.

Nota 2: Os desvios para fundações normais correntes, betonadas diretamente contra o terreno ou betonadas com recurso a cofragem, poderão ser aumentados 15 mm.

Quadro 2.19 – Desvios superiores admissíveis para a posição das armaduras, segundo o MC2010 (adaptado da Table 4.5-3 [13]).

h ou b	Posição das armaduras (+ Δc)	
	Classe 1	Classe 2
≤ 150 mm	10 mm	5 mm
400 mm	15 mm	10 mm
≥ 2500 mm	20 mm	20 mm

Nota: Para valores intermédios efetuar uma interpolação linear.

Quadro 2.20 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo o REBAP (adaptado do art.149º [12]).

Altura útil (d)	Posição das armaduras ($\pm \Delta d$)
$d \leq 200$ mm	0,075d
$200 \text{ mm} < d < 400$ mm	(0,05d+5 mm)
$d \geq 400$ mm	25 mm

Por comparação dos desvios permitidos para a posição da armadura (Figura 2.24) facilmente se verifica que os desvios permitidos pelo EC2 são iguais aos especificados pela

classe de tolerância 2 da norma NP EN 13670 que por sua vez são iguais aos desvios admitidos pela classe de tolerância 2 do MC2010. Para alturas úteis muito pequenas o REBAP é o regulamento que permite menores desvios, enquanto que a classe de tolerância 1 da NP EN 13670 e do MC2010 permite o desvio maior. À medida que a altura se aproxima dos 500 mm o desvio especificado, pelos regulamentos, vai aumentando, sendo de salientar que, no caso do REBAP, rapidamente é atingido o desvio máximo permitido. Além disso verifica-se que os desvios permitidos pela classe de tolerância 1 da NP EN 13670 são iguais aos da classe de tolerância 1 do MC2010. A partir dos 500 mm de altura o desvio permitido pelo REBAP estabilizou nos 25 mm, enquanto que os desvios permitidos pela classe de tolerância 1 da NP EN 13670 e do MC2010 se distanciam. Quando se atinge a altura de 2500 mm o desvio da classe de tolerância 1 da NP EN 13670 convergiu para o máximo desvio permitido pelo REBAP, de 25 mm. Já o desvio permitido pelo EC2 e pela classe de tolerância 2 da NP EN 13670 convergiu para o desvio máximo de 20 mm, tal como a reta que representa a classe de tolerância 1 do MC2010.

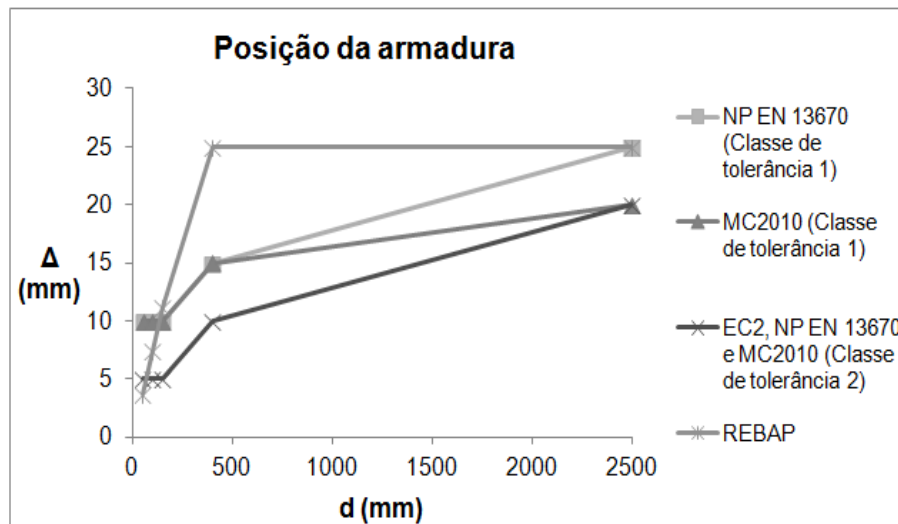


Figura 2.24 – Evolução dos desvios permitidos para a posição da armadura em função da altura útil da secção.

No Quadro 2.21 apresentam-se os desvios permitidos pelo regulamento ACI 318-11 no que se refere à posição da armadura, os quais se aplicam a vigas, paredes, lajes e pilares [10]. Sendo de salientar que, e como já referido anteriormente, estes valores são para ser utilizados apenas nos cálculos e não para ser aplicados como tolerância de construção [11].

Quadro 2.21 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo o ACI 318-11 (adapto §7.5.2.1 [10]).

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Altura útil (d)	Desvio admissível ($\pm \Delta d$)	Altura útil (d)	Desvio admissível ($\pm \Delta d$)
$d \leq 8$ in	3/8 in	$d \leq 200$ mm	9 mm
$d > 8$ in	1/2 in	$d > 200$ mm	13 mm

A especificação ACI 117-10 recomenda a aplicação dos desvios expressos no Quadro 2.22 para a posição das armaduras.

Quadro 2.22 – Desvios admissíveis para a posição das armaduras, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Dimensão h	Desvio admissível ($\pm \Delta c$)	Dimensão h	Desvio admissível ($\pm \Delta c$)
$h \leq 4$ in	1/4 in	$h \leq 100$ mm	6 mm
4 in $< h \leq 12$ in	3/8 in	100 mm $< h \leq 300$ mm	9 mm
$h > 12$ in	1/2 in	$h > 300$ mm	13 mm

Nota: h é a altura ou a espessura do elemento.

Comparando os desvios permitidos pelas normas europeias e americanas (Figura 2.25), rapidamente se conclui que, para alturas úteis inferiores a 500 mm, os desvios permitidos pelos diferentes regulamentos são muito próximos, sendo de salientar que o REBAP e a ACI 117-10 atingem o desvio máximo admissível de 25 mm e 13 mm, respetivamente. À medida que a altura útil aumenta o desvio permitido pelo ACI 318-11 converge para um máximo de 13 mm, e o desvio permitido pela classe de tolerância 2 (EC2, NP EN 13670 e MC2010) para um máximo de 20 mm.

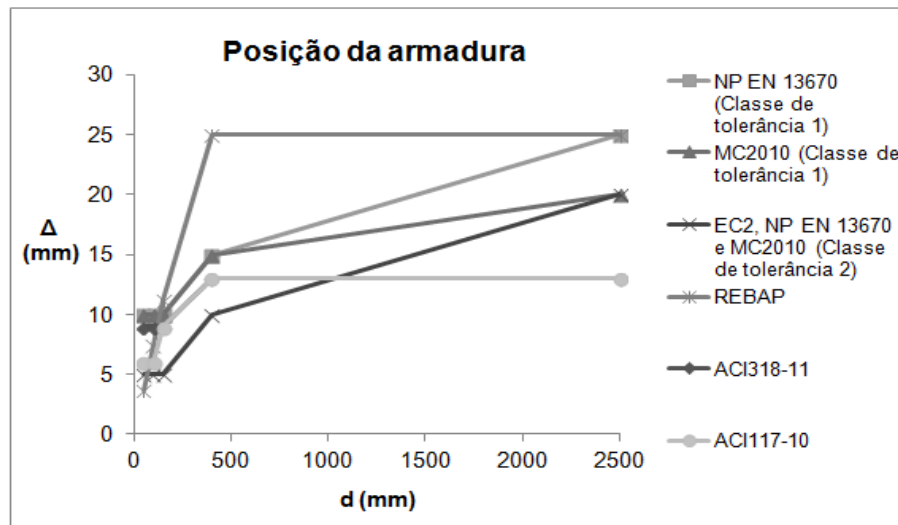


Figura 2.25 – Variação dos desvios permitidos, pelas normas europeias e americanas, para a posição das armaduras em função da altura útil da secção.

Além dos desvios descritos no Quadro 2.22, a ACI 117-10 para lajes de fundação permite um desvio vertical para a posição da armadura de $\pm 3/4$ in (± 19 mm), conforme ilustrado na figura seguinte [11].

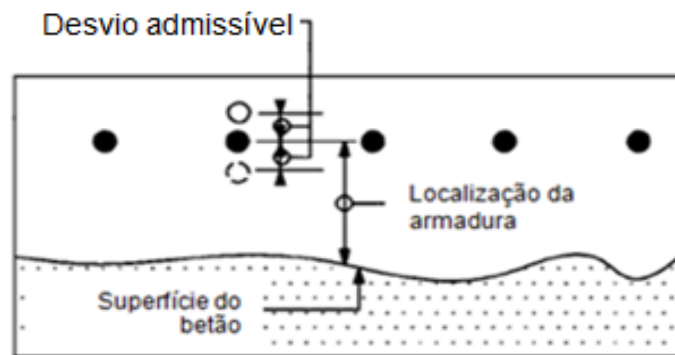


Figura 2.26 – Ilustração do desvio vertical da armadura numa laje de fundação (adaptado da Fig. R2.2.3 [11]).

2.4.3. TOLERÂNCIAS QUE NÃO INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA E ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

No presente subcapítulo irão ser abordados os “desvios geométricos permitidos em termos de desempenho em serviço e compatibilidade de implantação” [9], sendo de referir que estes desvios são considerados como tendo pouca influência estrutural [9].

2.4.3.1. Distância mínima entre armaduras

A ACI 117-10 especifica um conjunto de desvios para a distância mínima entre armaduras (Figura 2.27). No entanto, é importante garantir que as mesmas não causem a redução do número de varões especificado em projeto. Mas se, por algum motivo, existir conflito entre o número de varões e o espaço disponível pode-se considerar a possibilidade de agrupar os varões, sendo para tal necessário obter a aprovação por parte do projetista [11].



Figura 2.27 – Desvio admissível para a distância entre armaduras (adaptado da Fig. R2.2.4 [11])

A distância mínima entre armaduras não deve ser menor que os valores presentes no quadro seguinte [11].

Quadro 2.23 - Desvio admissível, pela especificação ACI 117-10, para a distância mínima entre armaduras [11].

Desvio admissível para a distância mínima entre armaduras	
Varões isolados	O maior valor entre o diâmetro do varão e 1 in (25 mm).
Varões agrupados	O maior valor entre 1 in (25 mm) e o diâmetro do varão, sendo o diâmetro obtido através da área equivalente de todos os varões que compõem o agrupamento (Nota 2).

Nota 1: 1/4 da distância livre especificada entre varões não pode exceder ± 1 in (± 25 mm).

Nota 2: O diâmetro equivalente de um agrupamento de varões pode ser determinado pela expressão: $\phi_{eq} = \sqrt{\sum \phi_i^2}$ [16].

Para além da distância mínima para varões isolados e agrupados, a especificação ACI 117-10 especifica um conjunto de desvios permitidos para a distância entre estribos e cintas como consta no Quadro 2.24 [11].

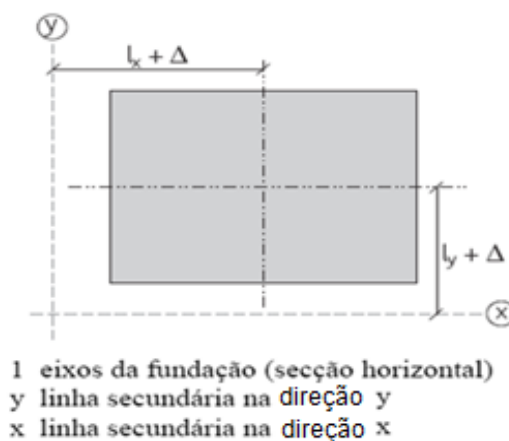
Quadro 2.24 – Desvio admissível para a distância mínima entre estribos e cintas, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Desvio admissível para a distância mínima entre estribos e cintas	
Estribos	O maior valor entre ± 3 in (± 75 mm) e ± 1 in (± 25 mm) por cada 30 cm da altura da viga.
Cintas	O maior valor entre ± 3 in (± 75 mm) e ± 1 in (± 25 mm) por cada 30 cm da menor largura do pilar.

Nota: Para outros casos (ex: elementos circulares) considerar ± 3 in (75 mm).

2.4.3.2. Fundações

Para a posição em planta de fundações normais correntes (Figura 2.28), betonadas diretamente contra o terreno ou betonadas com recurso a cofragem, a norma NP EN 13670 especifica o desvio presente no Quadro 2.25.

**Figura 2.28** – Representação do desvio permitido para a posição em planta numa fundação em relação às linhas secundárias (adaptado de [9, 15]).**Quadro 2.25** – Desvio admissível para a posição em planta numa fundação em relação às linhas secundárias representadas na Figura 2.28, segundo a NP EN 13670 [9].

Posição em planta numa fundação	
Desvio permitido ($\pm \Delta$)	25 mm
Classe de tolerância 1	

A ACI 117-10 em relação à posição em planta duma fundação (Figuras 2.29 e 2.30) indica os desvios presentes no Quadro 2.26 [11].

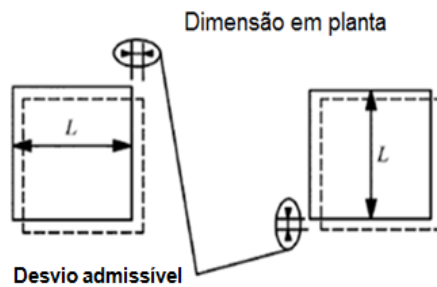


Figura 2.29 – Representação da dimensão L (adaptado da Fig. R3.2.1 [11]).

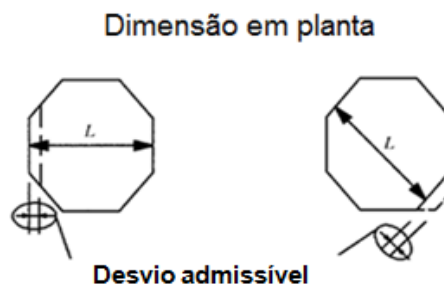


Figura 2.30 – Representação da dimensão L (adaptado da Fig. R3.5.1 [11]).

Quadro 2.26 – Desvios admissíveis para a posição em planta duma fundação, segundo a especificação ACI 117-10 [11].

Sistema Inglês de Unidades		Sistema Internacional de Unidades (SI)	
L < 8 ft	O maior valor entre $\pm 2\%$ da dimensão especificada em projeto e 1/2 in.	L < 2,4 m	O maior valor entre $\pm 2\%$ da dimensão especificada em projeto e 13 mm.
L \geq 8 ft	± 2 in	L \geq 2,4 m	± 50 mm

Ao comparar os valores dos desvios permitidos pela norma NP EN 13670 (Quadro 2.25) com os da especificação ACI 117-10 (Quadro 2.26), para a posição em planta duma fundação, conclui-se que a norma NP EN 13670 é mais restritiva. Isto porque, independentemente da dimensão em planta da fundação, apenas permite um desvio de 25 mm, enquanto que a especificação ACI 117-10 para dimensões inferiores a 2,4 m permite um desvio mínimo de 13 mm podendo este valor ser superior aos 25 mm permitidos pela norma NP EN 13670. Para dimensões iguais ou superiores a 2,4 m a norma americana

permite um desvio máximo de 50 mm, valor muito superior aos 25 mm permitidos pela norma europeia.

Para a posição em alçado de uma fundação (Figura 2.31), a NP EN 13670 especifica o desvio presente no Quadro 2.27.



Figura 2.31 – Desvio admissível para a posição em alçado duma fundação [9, 15].

Quadro 2.27 – Desvio admissível para a posição em alçado duma fundação, segunda a NP EN 13670 [9].

Posição em alçado duma fundação	
Desvio permitido ($\pm \Delta$)	20 mm
Classe de tolerância	1

Segundo a especificação ACI 117-10, o desvio vertical do topo da superfície duma fundação, em relação ao nível especificado em projeto, como representado na Figura 2.32, deve estar entre -2 in (-50 mm) e $+1/2$ in ($+13$ mm) [11].

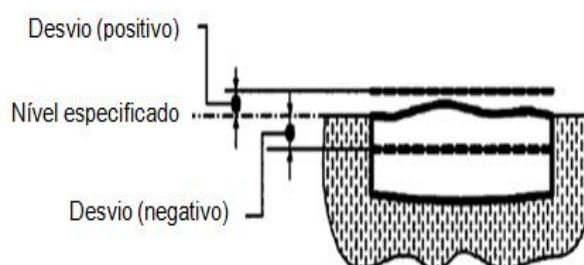


Figura 2.32 – Desvio vertical permitido para uma fundação (adaptado da Fig. R3.3.1 [11]).

Por análise dos desvios permitidos para a posição em alçado de uma fundação conclui-se que a NP EN 13670, ao contrário da ACI 117-10, especifica o mesmo valor, de 20 mm, para o desvio inferior e para o desvio superior. Assim sendo, e comparando esse valor com os valores especificados pela ACI 117-10, conclui-se que para desvios inferiores a norma europeia é mais restritiva que a americana, invertendo-se essa relação para desvios superiores.

É de salientar que a ACI 117-10 especifica desvios para ensoleiramentos, para lajes suspensas e para a superfície da base da fundação em contacto com o terreno. No entanto, optou-se por não enunciar esses valores uma vez que não são do âmbito do presente trabalho.

2.4.3.3. Pilares e paredes

Para a posição em planta de um pilar e de uma parede, e para distância entre dois pilares, ou de duas paredes adjacentes, a norma NP EN 13670 especifica os desvios presentes nas figuras seguintes (Figuras 2.33, 2.34, 2.35) [9].

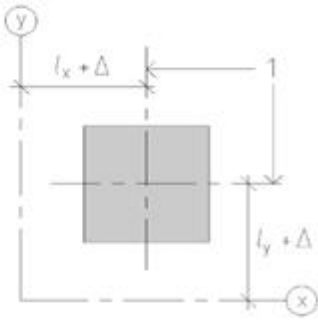
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
 <p>l eixos (secção horizontal) y linha secundária na direcção y x linha secundária na direcção x</p>	<p>Posição em planta de um pilar em relação às linhas secundárias</p>	<p>± 25 mm</p>

Figura 2.33 - Desvio permitido para a posição em planta de um pilar, segundo a NP EN 13670 (adaptado de [9]).

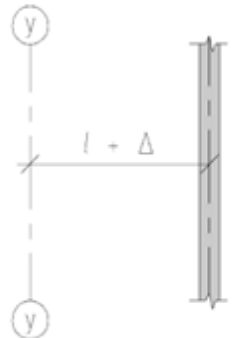
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
 <p>y – linha secundária na direção y</p>	Posição em planta de uma parede em relação à linha secundária	$\pm 25 \text{ mm}$

Figura 2.34 - Desvio admissível para a posição em planta de uma parede, segundo a NP EN 13670 (adaptado de [9]).


Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Espaço livre entre pilares ou paredes adjacentes	O maior valor entre ^{a)} $\pm 20 \text{ mm}$ ou $\pm l/600$, mas não maior que 60 mm

Figura 2.35 - Desvio admissível para o espaço livre entre pilares ou paredes adjacentes, segundo a NP EN 13670 [9].

Em relação à posição em planta dos elementos verticais (Figura 2.36), pilares e paredes, a especificação ACI 117-10, tal como a NP EN 13670, permite um desvio de $\pm 1 \text{ in.}$ ($\pm 25 \text{ mm}$) [11].

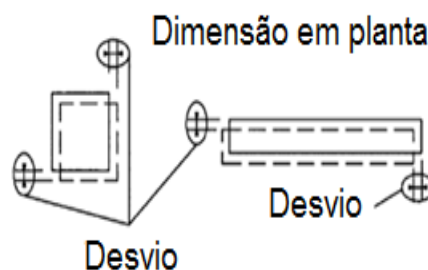


Figura 2.36 – Posição em planta (adaptado da Fig. R4.2.1 [11]).

2.4.3.4. Vigas e lajes

Para vigas e lajes, a norma NP EN 13670 permite os desvios que constam nas figuras seguintes (Figuras 2.37, 2.38 e 2.39).

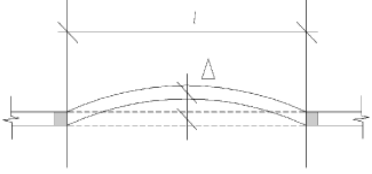
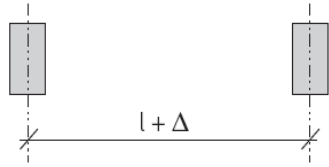
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Desempeno horizontal de vigas	O maior valor entre ± 20 mm ou $\pm l/600$
	Distância entre vigas adjacentes medida entre pontos homólogos	O maior valor entre ^{a)} ± 20 mm ou $\pm l/600$ mas não mais de 40 mm

Figura 2.37 – Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).

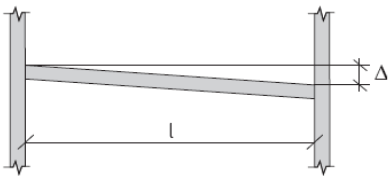
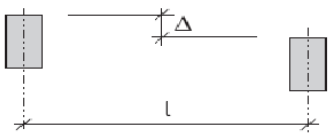
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Inclinação duma viga ou duma laje	$\pm (10 + l/500)$ mm
	Nivelamento de vigas adjacentes medido em pontos homólogos	$\pm (10 + l/500)$ mm

Figura 2.38 – Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).

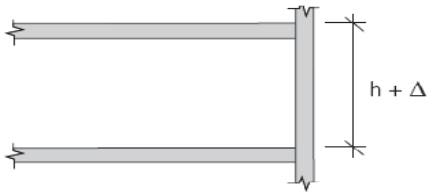
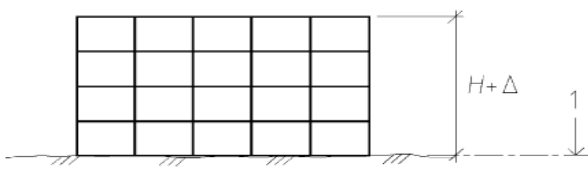
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Nivelamento de andares adjacentes nos apoios	$\pm 20 \text{ mm}$
 <p>1 – nível secundário</p>	Nivelamento do andar superior medido em relação ao sistema secundário $H \leq 20 \text{ m}$ $20 \text{ m} < H$	± 20 $\pm 0,5 (H + 20)$ mas não mais de 50 mm

Figura 2.39 - Desvio admissível para vigas e lajes, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9] e [15]).

A ACI 117-10, em relação à posição em planta de vigas e lajes (Figura 2.40), permite um desvio horizontal de $\pm 1 \text{ in } (\pm 25 \text{ mm})$ [11].

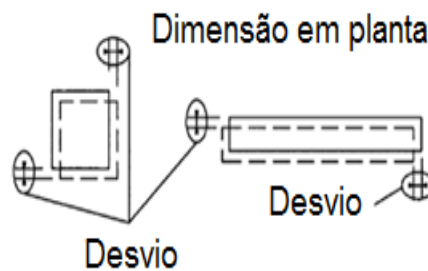


Figura 2.40 – Posição em planta de vigas e lajes (adaptado da Fig. R4.2.1 [11]).

2.4.3.5. Secção transversal

Para a ortogonalidade da secção transversal a norma NP EN 13670 recomenda o desvio que consta na figura seguinte (Figura 2.41).

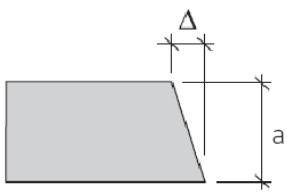
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
 <p>a – comprimento duma das dimensões da secção transversal</p>	Ortogonalidade de uma secção transversal	O maior valor entre $\pm 0,04 a$ ou ± 10 mm mas não superior a ± 20 mm

Figura 2.41 – Desvio admissível para a ortogonalidade de uma secção transversal, segundo a norma NP EN 13670 [9].

2.4.3.6. Planura de superfícies e linearidade de arestas

Para a planura de superfícies e linearidade de arestas a norma NP EN 13670 especifica os desvios presentes nas figuras seguintes (Figuras 2.42, 2.43 e 2.44).

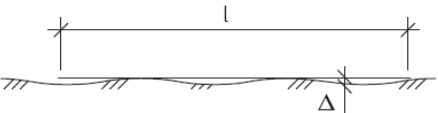
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
Face moldada ou alisada global local Face não moldada global local	Planura $l = 2,0$ m $l = 0,2$ m $l = 2,0$ m $l = 0,2$ m	9 mm 4 mm 15 mm 6 mm
		

Figura 2.42 – Desvio admissível para a planura, segundo a NP EN 13670 [9].

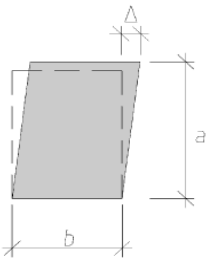
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Obliquidade de secção transversal	O maior valor entre $\pm a/25$ ou $\pm b/25$, mas não superior a ± 30 mm

Figura 2.43 – Desvio admissível para a obliquidade de secções transversais, segundo a NP EN 13670 [9].

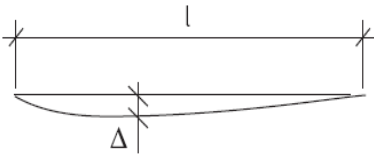
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
	Linearidade da aresta Para comprimentos: $l < \pm 1 \text{ m}$ $l > 1 \text{ m}$	$\pm 8 \text{ mm}$ $\pm 8 \text{ mm/m}$, mas não superior a $\pm 20 \text{ mm}$

Figura 2.44 – Desvio admissível para a linearidade da aresta, segundo a NP EN 13670 [9].

2.4.3.7. Aberturas (circulares ou retangulares) e inserções

Para aberturas e inserções a norma NP EN 13670 recomenda os desvios presentes nas figuras seguintes (Figuras 2.45 e 2.46).

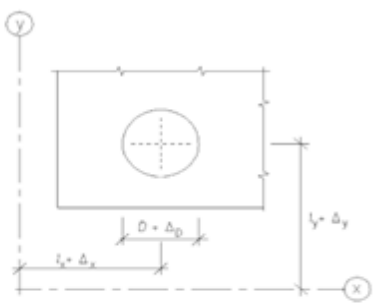
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
 <p>Δ_x e Δ_y - desvios a partir dos eixos secundários nas direções x e y Δ_D - desvio do diâmetro</p>	Aberturas e inserções de condutas Δ_x e Δ_y Δ_D	$\pm 25 \text{ mm}$ $\pm 10 \text{ mm}$ a menos que na especificação de execução sejam estabelecidos outros valores

Figura 2.45 – Desvio admissível para aberturas e inserções de condutas, segundo a norma NP EN 13670 [9].

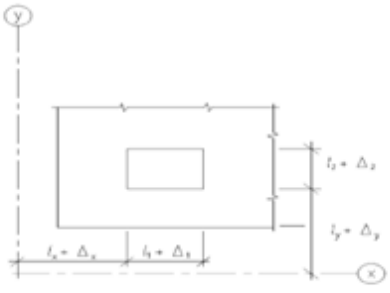
Tipo de desvio	Descrição	Desvio permitido Δ Classe de tolerância 1
 <p>Δ_x e Δ_y - desvios a partir das linhas secundárias nas direções x e y Δ_1 e Δ_2 - desvios dos recessos</p>	<p>Furos e recessos $\Delta_x, \Delta_y, \Delta_1, \Delta_2$</p>	<p>± 25 mm, a menos que na especificação de execução sejam estabelecidos outros valores</p>

Figura 2.46 – Desvio admissível para furos e recessos, segundo a norma NP EN 13670 (adaptado de [9]).

A especificação ACI 117-10 para aberturas maiores que 12 in (300 mm) estipula que o desvio, em relação ao alinhamento vertical, não pode ser superior a $\pm 1/2$ in (± 13 mm), como ilustrado na Figura 2.47 [11].

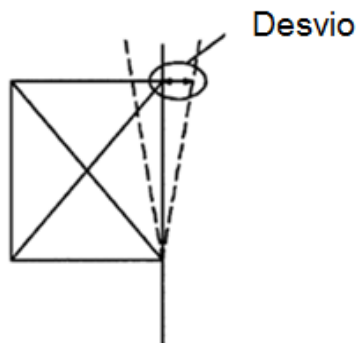


Figura 2.47 – Desvio vertical para aberturas (adaptado da Fig. R4.1.3 [11]).

Relativamente ao desvio horizontal e vertical em planta dos bordos das aberturas, estes não podem diferir de uma tolerância de $\pm 1/2$ in (± 13 mm), segundo a ACI 117-10 [11].

2.5. OUTROS VALORES REGULAMENTARES

Para o dimensionamento dos elementos de betão armado, e de modo a verificar se as dimensões de projeto estão a ser cumpridas, os regulamentos preveem um conjunto de valores para o cálculo da largura efetiva dos banzos, do vão efetivo das vigas e lajes e para

os aparelhos de apoio. Assim sendo, embora não sejam consideradas tolerâncias, por afetarem as grandezas das dimensões a utilizar no cálculo dos esforços, optou-se por introduzir o presente subcapítulo onde a variação destes valores foi tida em consideração.

2.5.1. LARGURA EFETIVA DOS BANZOS

De acordo com o EC2 e o MC2010, a largura efetiva do banzo é determinada em função da distância entre pontos de momento nulo (l_0). Os valores admitidos para l_0 encontram-se na figura seguinte (Figura 2.48) [8, 13].

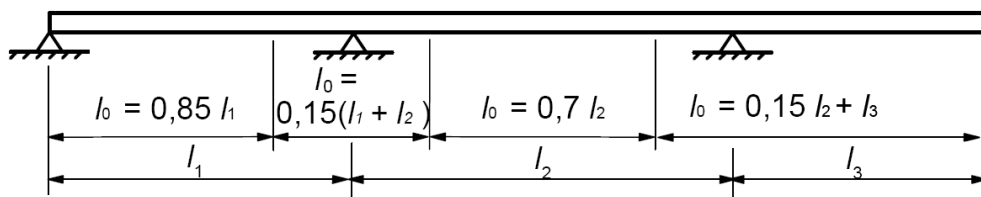


Figura 2.48 - Definição da distância l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo [8].

Sendo de salientar que o vão da consola, ou seja a distância l_3 , “deverá ser inferior a metade do vão adjacente e a relação entre vãos de dois tramos adjacentes deverá situar-se entre 2/3 e 1,5” [8].

Segundo o artigo 88.º do REBAP, a largura dos banzos comprimidos das vigas em T “pode ser obtida, nos casos correntes, adicionando à largura da alma, de um e de outro lado, uma largura que não exceda o menor dos seguintes valores: 1/10 da distância entre secções de momento nulo ou 1/2 da distância entre faces das almas de vigas contíguas” [12], valores que podem ser afetados se houver tolerâncias definidas.

2.5.2. VÃO EFETIVO DAS VIGAS E LAJES EM EDIFÍCIOS

O vão efetivo (l_{eff}), a considerar no dimensionamento de vigas e lajes, segundo o EC2, é determinado por aplicação da seguinte expressão [8]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (2.1)$$

em que:

l_n – é a distância livre entre as faces dos apoios;

a_1 , a_2 – distâncias em cada extremidade do vão, determinadas segundo o descrito no paragrafo seguinte.

As distâncias a_1 e a_2 , em cada extremidade do vão, são determinadas tendo por base a distância a_i que consta na figura seguinte, sendo que t é a largura do elemento de apoio, como representado nas Figuras 2.49, 2.50 e 2.51 [8].

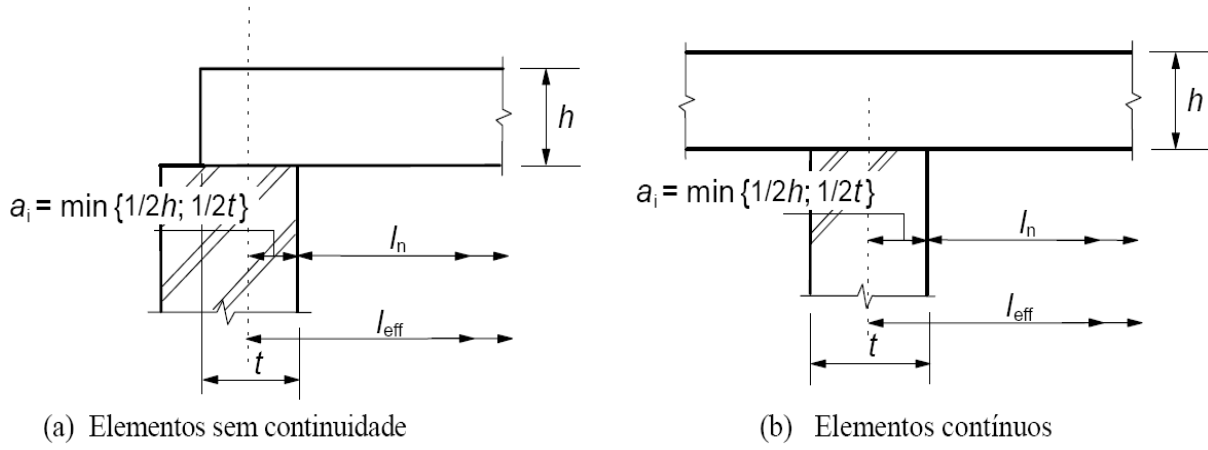


Figura 2.49 - Vão efetivo (l_{eff}) para elementos com ou sem continuidade (adaptado da Figura 5.4 [8]).

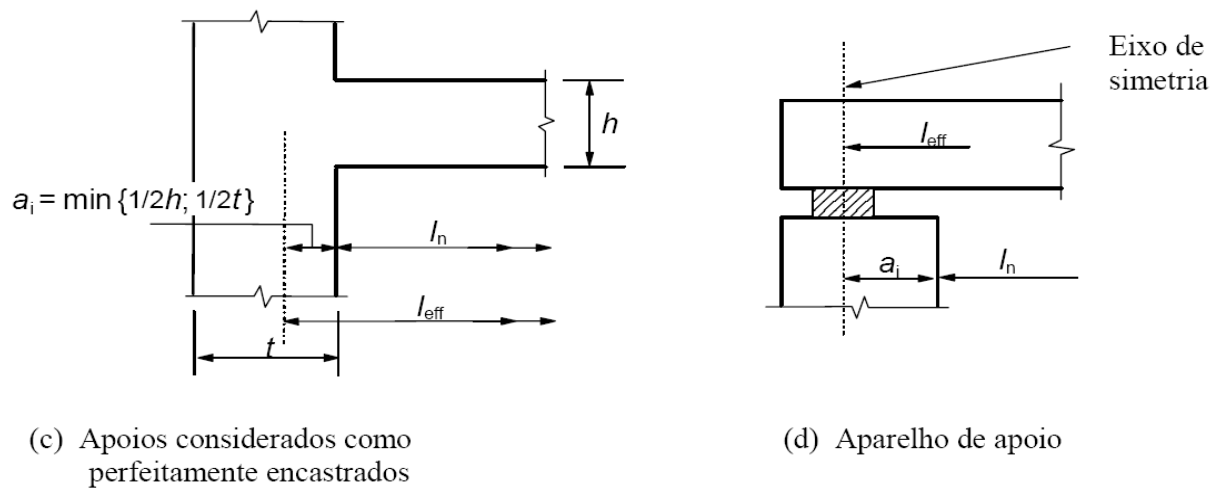
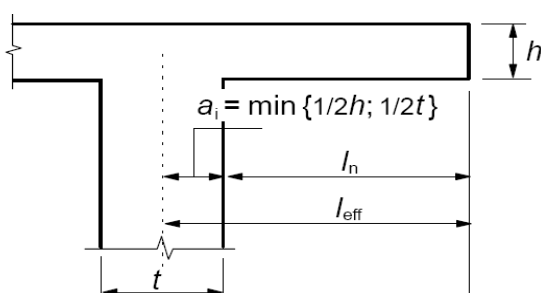


Figura 2.50 - Vão efetivo (l_{eff}) para apoios considerados como perfeitamente encastrados e para aparelhos de apoio (adaptado da Figura 5.4 [8]).



(e) Consola

Figura 2.51 - Vão efetivo (l_{eff}) para consolas (adaptado da Figura 5.4 [8]).

Pelo REBAP, tal como o EC2, o vão efetivo, a considerar no dimensionamento de vigas e lajes, é determinado tendo em conta as condições de apoio. Para os casos correntes, o REBAP recomenda que o vão efetivo seja determinado tendo em conta o descrito no Quadro 2.28 [8, 11].

Quadro 2.28 - Determinação do vão efetivo de vigas, segundo o REBAP [12].

Viga	Vão efetivo
Viga simplesmente apoiada	É o menor valor entre: o vão livre acrescido de 1/3 da largura de cada apoio (dimensão do apoio na direção do vão) ou o vão livre aumentado da altura útil da viga.
Viga encastrada	É o menor valor de: distância entre eixos dos apoios ou o vão livre aumentado da altura útil da viga.
Viga contínua	Distância entre eixos dos apoios.

No que diz respeito ao vão efetivo para ligações, nomeadamente apoios de grande largura de vigas contínuas, o REBAP permite que se admita “*que a viga é constituída por tramos com vãos teóricos definidos segundo o critério indicado para vigas encastradas, ligados por troços rígidos sobre os apoios; este critério exige, pelo menos, uma largura do apoio não inferior a 2 vezes a altura útil da viga*” [12].

2.5.3. APARELHOS DE APOIO

O EC2 e o MC2010 recomendam, para a distância livre entre as faces dos elementos do apoio, as tolerâncias que constam no quadro seguinte [8, 13].

Quadro 2.29 – Tolerância para a distância livre entre as faces dos elementos do apoio, segundo o EC2 e o MC2010 [8].

Material do apoio	Tolerância
Aço	$10 \text{ mm} \leq l/200 \leq 30 \text{ mm}$
Betão betonado <i>in situ</i>	$15 \text{ mm} \leq l/200 + 5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$

Nota: l é o comprimento do vão.

2.6. EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO

Neste subcapítulo pretende-se fazer a interligação entre as tolerâncias e a forma de garantir que a execução dos elementos, em obra, seja feita o mais corretamente possível (análise aos cuidados a ter na execução, em obra, para que as dimensões dos elementos não tenham uma grande discrepância em relação ao estipulado em projeto). Dado que se trata de um tema muito vasto, e uma vez que não é objetivo da presente dissertação o estudo aprofundado deste assunto, o texto aqui desenvolvido constitui apenas uma abordagem sumária das várias matérias envolvidas.

2.6.1. COFRAGENS

A cofragem é uma estrutura, permanente ou temporária, utilizada para o betão adquirir a forma desejada. Esta deve ser devidamente dimensionada e construída de modo a resistir às ações a que estará sujeita durante a fase de construção (por exemplo: peso próprio do betão, sobrecargas devido à circulação dos operários e dos equipamentos), e deve ser suficientemente rígida para assegurar que os elementos de betão respeitem as tolerâncias geométricas especificadas em projeto. *“A sua estabilidade deve ser garantida através de escoramentos e contraventamentos. Assim, deve resultar uma cofragem apertada e todas as juntas entre painéis devem ser fechados com um selante apropriado para eliminar a perda de betão”* [18]. É ainda de salientar que o comportamento da cofragem durante a betonagem, e na sua remoção, não deve danificar ou deteriorar a estrutura de betão. Assim sendo, a cofragem deve cumprir os seguintes requisitos [17]:

- Garantir a geometria definida (dentro das tolerâncias admissíveis);
- Definir a textura e a qualidade da superfície do betão;
- Resistir às ações durante a betonagem (com reduzida deformação);
- Garantir a estanqueidade;
- Permitir a fácil descofragem sem introduzir danos na estrutura.

No que se refere ao projeto das cofragens este deve ser realizado em conformidade com a regulamentação em vigor para o material adotado nas cofragens (estrutura metálica, de madeira, etc.), deve ter em conta as ações atuantes nas cofragens, tais como o impulso do

betão no estado fresco (ação principal), sobrecargas, vento, e deve garantir que a cofragem possui a resistência necessária e uma reduzida deformabilidade [17].

Aquando da realização da montagem e escoramento da cofragem é necessário ter os seguintes cuidados [9, 17]:

- Executar o escoramento e montagem das cofragens de acordo com o estabelecido em projeto;
- Caso a cofragem absorva grandes quantidades de água do betão, esta deve ser previamente humedecida antes de se proceder à betonagem, de modo a reduzir a perda de água do betão;
- Limpar a cofragem antes de betonar o elemento de betão;
- *“Colocar espaçadores adequados para as armaduras, ou seja: em número suficiente, com a resistência necessária e com a durabilidade semelhante à requerida para a estrutura de betão”* [17];
- Colocar janelas na face inferior, quando necessário, para permitir a limpeza dos moldes.

De modo a manter as cofragens na posição previamente definida devem ser colocadas inserções temporárias. Estas inserções, bem como os espaçadores utilizados nas armaduras, devem [9, 17]:

- Ser fixados firmemente de modo a manter a sua posição durante os trabalhos de betonagem e compactação dos elementos de betão;
- Não provocar descoloração ou manchas na superfície do betão;
- Não alterar o desempenho funcional e a durabilidade do elemento estrutural;
- Não constituir um entrave à colocação e compactação do betão;
- Ser suficientemente resistentes e rígidos para nunca perderem a sua forma inicial durante o processo de betonagem;
- Estar isentos de contaminantes.

A descofragem só poderá ser feita quando o betão adquirir resistência suficiente para [9]:

- As superfícies resistirem a possíveis danos que possam ocorrer durante a descofragem;
- Suportar as ações impostas ao elemento de betão nesta fase;
- Evitar deformações superiores às tolerâncias especificadas;
- Evitar danos devido a efeitos climáticos.

2.6.2. MONTAGEM E COLOCAÇÃO DAS ARMADURAS

Na pormenorização dos elementos de betão armado devem ser evitadas malhas de armadura muito apertadas. Como boa prática é recomendado um espaçamento entre varões de 4 a 5 cm junto à face inferior e 7 a 10 cm junto à face superior do elemento, de modo a permitir uma correta compactação do betão e, por consequência, o bom envolvimento pelo betão das armaduras [16, 17].

As malhas de armaduras devem ser rígidas e permanecerem fixas durante o processo de betonagem, devendo a ligação entre armaduras ser efetuada em arame de atar com um diâmetro nominal de 1 mm a 2 mm (em arame rígido e com efeito de mola), ou através de soldadura por pontos [17].

O agrupamento das armaduras deve, sempre que possível, ser evitado dado que prejudica a aderência aço/betão. No entanto, sempre que o agrupamento for solução para evitar o espaçamento muito apertado entre armaduras, este deve ser adotado, salientando-se que os varões a agrupar devem ser do mesmo tipo de aço [16].

“É possível agrupar varões com diâmetros diferentes, desde que o quociente dos diâmetros não exceda o valor de 1,7” [16]. No entanto, existe um número máximo de varões que é possível agrupar [16]:

- Para o caso de armaduras verticais comprimidas ou numa zona de emenda de varões, $n \leq 4$;
- Em todos os restantes casos, $n \leq 3$.

Na Figura 2.52 são ilustrados alguns exemplos, aceitáveis e desaconselháveis, em relação à forma como se deve proceder ao agrupamento de varões.

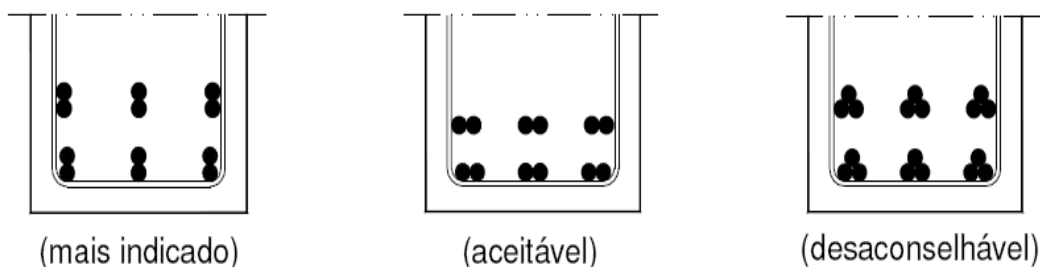


Figura 2.52 – Exemplos de agrupamentos de varões [16].

No que se refere ao posicionamento das armaduras, este é assegurado pelos seguintes elementos, os quais se encontram representados na figura seguinte [16]:

- Espaçadores – garantem o recobrimento das armaduras especificado em projeto e impedem o movimento das malhas das armaduras durante o processo de betonagem do elemento de betão;
- Cavaletes – garantem o correto posicionamento das armaduras superiores nas lajes;
- Varões construtivos – garantem o espaçamento vertical entre varões longitudinais.

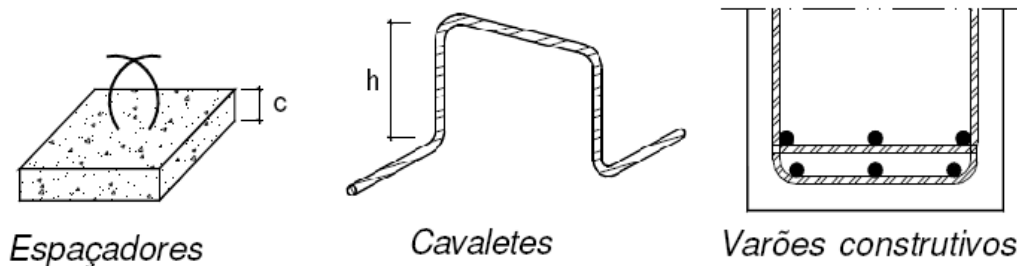


Figura 2.53 – Elementos necessários para assegurar o posicionamento das armaduras em obra [16].

Os elementos designados por varões construtivos são correntemente conhecidos por estribos ou cintas, no caso, por exemplo, de elementos como vigas e pilares, respetivamente. Estes são considerados como sendo uma armadura secundária, a qual se destina a garantir o bom funcionamento das armaduras principais (as armaduras principais “asseguram a resistência do elemento estrutural relativamente aos esforços de dimensionamento” [16]), a aumentar a rigidez das malhas de armaduras, a controlar a fendilhação localizada e a assegurar a ligação entre partes de elementos que têm tendência a destacar-se [16].

2.6.3. CONTROLO DE QUALIDADE

“A garantia de qualidade de uma estrutura envolve todas as atividades e intervenientes do processo construtivo, destacando-se: o controlo de projeto; o controlo da produção e execução, de acordo com a classe de inspeção especificada no projeto e o controlo da qualidade da estrutura concluída” [17].

A supervisão e a inspeção das obras devem garantir que a construção é executada em conformidade com a norma NP EN 13670 e de acordo com as especificações técnicas estabelecidas em projeto, de modo a eliminar o maior número de falhas e a garantir que a estrutura possui a resistência estabelecida em projeto [9, 13, 17].

Os requisitos a considerar no controlo de qualidade (Quadro 2.30), são definidos em função de três classes de execução (Classe de execução 1, Classe de execução 2 e Classe de execução 3), para os quais o rigor exigido aumenta da classe 1 para a classe 3 [9, 13].

Quadro 2.30 - Tipo e documentação da inspeção (adaptado de [9]).

	Classe de Execução 1	Classe de Execução 2	Classe de Execução 3
Tipo de inspeção	Inspeção visual e medições aleatórias	Inspeção visual e medições sistemáticas e regulares das maiores obras	Inspeção visual pormenorizada de todas as obras importantes face à capacidade portante e durabilidade da estrutura
Quem realiza a inspeção	Autoinspeção	Autoinspeção Inspeção de acordo com os procedimentos do construtor Possíveis requisitos adicionais da especificação de execução	Autoinspeção Inspeção de acordo com os procedimentos do construtor Requisitos adicionais da especificação de execução
Âmbito	Todas as obras	Além da autoinspeção, deve haver uma inspeção sistemática e regular das obras	Além da autoinspeção, deve haver uma inspeção sistemática e regular das obras
Relatório de inspeção	Não requerido	Requerido	
Geometria da construção acabada	Não requerido	De acordo com a especificação de execução	

Note-se que, segundo o Anexo Nacional da norma NP EN 13670, a escolha da classe de execução pode ser feita tendo em conta os parâmetros que constam no Quadro 2.31.

Quadro 2.31 - Escolha da classe de execução (adaptado de [9]).

Parâmetro	Classe de Execução 1	Classe de Execução 2	Classe de Execução 3
Tipo de construção	- Edifícios até 2 andares	- Edifícios com mais de 2 andares até 12 - Pontes correntes com vãos < 40 m	- Edifícios com mais de 12 andares - Pontes especiais - Grandes barragens - Edifícios para centrais nucleares - Reservatórios
Tipo de elementos estruturais	- Lajes e vigas de betão armado com vãos ≤ 10 m - Pilares e paredes simples - Estruturas de fundações simples	- Lajes e vigas de betão armado com vãos > 10 m - Pilares e paredes esbeltos - Maciços encabeçando estacas - Arcos com vão ≤ 10 m	- Arcos e abóbadas de betão armado - Elementos fortemente comprimidos - Fundações especiais - Arcos com vão > 10 m
Tipo de construção/tecnologias	- Estruturas com elementos prefabricados	- Estruturas com elementos prefabricados	- Estruturas com elementos prefabricados - Tolerâncias especiais
Tipo de material em obra:			
- Betão conforme a NP EN 206 – 1:	Até C25/30, inclusive;	Qualquer classe de resistência;	Qualquer classe de resistência;
- Classe de exposição:	X0, XC1, XC2;	Qualquer classe de exposição;	Qualquer classe de exposição;
- Armaduras:	Para betão armado	Para betão armado e de pré-esforço.	Para betão armado e de pré-esforço.

A classe de execução, a aplicar em obra, deve ser especificada no projeto de execução. Esta pode referir-se a toda a estrutura, a componentes da estrutura ou a certos materiais/tecnologias utilizadas na sua execução [9, 13].

No que diz respeito às tolerâncias geométricas, quando a inspeção detetar que os desvios excedem as tolerâncias especificadas devem ser tomadas medidas de modo a assegurar que o desempenho da estrutura não seja afetado, sendo de realçar que podem ser ignorados pequenos desvios, desde que os mesmos não interfiram no desempenho da estrutura [9].

Se um desvio exceder as tolerâncias, e de modo a poder avaliar o impacto que têm na estrutura, é necessário proceder, pela ordem indicada, à verificação dos seguintes aspetos [9]:

- Avaliar o impacto que o desvio possa ter, tanto na continuidade da execução da estrutura, bem como se traz implicações futuramente no desempenho da estrutura em serviço;
- Tomar as medidas necessárias para corrigir o desvio;
- Analisar a possibilidade de rejeitar e substituir o elemento afetado.

2.6.4. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

A escolha dos equipamentos de medição deve ser feita tendo em conta o tipo de medição a ser executada, o nível de precisão permitido (desvio admissível) e em que condições a mesma deve ser realizada, por exemplo, se é em obra ou em fábrica. Relativamente ao técnico que a irá realizar, este deve estar devidamente habilitado a utilizar o equipamento e deve garantir que o mesmo se encontra em perfeitas condições de utilização (calibrado e ajustado). No quadro seguinte, em função da sua aplicação, constam alguns dos principais equipamentos de medição utilizados na construção [2].

Quadro 2.32 – Alguns dos equipamentos de medição utilizados em obra [2].

Equipamentos	Aplicação
Teodolito	Medição, implantação e verificação de ângulos, linhas e planos horizontais e verticais.
Nível Automático	Determinação da altura entre um ponto desconhecido e um ponto de referência.
Fita Métrica	Medição de dimensões e distâncias até 100 m.
Réguas	Traçar segmentos de reta e medir pequenas distâncias.
Fio-de-prumo	Conferir a verticalidade dos elementos.

2.7. CONCLUSÕES

A especificação de tolerâncias é a forma das normas correntes lidarem com as incertezas relativas à geometria dos elementos de betão armado que possam ocorrer durante a fase de construção da estrutura.

A principal vantagem de definir em projeto as tolerâncias é de permitir definir o nível de imperfeição aceitável em obra, de modo a que a estrutura não apresente efeitos prejudiciais ao nível da resistência mecânica e da estabilidade, quer em serviço, no desempenho durante o tempo de vida útil para o qual foi dimensionada, quer na ligação entre os diferentes elementos (estruturais e não estruturais) que a constituem. Note-se que, além do

valor, é importante definir em que condições e quando se deverá proceder ao controlo destes desvios, em obra.

Tendo em vista o estudo paramétrico que se pretende desenvolver, procedeu-se neste capítulo à apresentação das tolerâncias especificadas nos principais regulamentos de estruturas de betão armado (EC, MC2010, REBAP e normas ACI) ao nível das fundações, dos pilares, das paredes, das vigas, das lajes, das secções transversais dos elementos estruturais, do recobrimento e posicionamento das armaduras, da planura de superfícies, da linearidade de arestas e ao nível das aberturas e inserções, tendo o cuidado de apresentá-las em função da sua influência na estabilidade da estrutura, elemento estrutural e em função da regulamentação em análise (subcapítulos 2.4 e 2.5).

Os valores das tolerâncias presentes neste trabalho correspondem às habituais técnicas de execução utilizadas para a construção das estruturas de betão armado, sendo de salientar que primeiramente é necessário procurar cumprir, tanto quanto possível, as dimensões dos elementos estruturais definidas em projeto através da aplicação cuidada das técnicas de execução. Além disso, é de referir que os mesmos são aplicáveis a estruturas de edifícios correntes e são válidos para elementos que ainda não sofreram qualquer tipo de deformação, mas, desde que justificado em projeto, estes podem ser aplicados a outras obras de engenharia civil, alterados ou aplicados a elementos que apresentem alguma deformação.

Finalmente, e de forma a garantir que em obra a execução dos elementos que compõem a estrutura sejam executados o mais corretamente possível, procedeu-se à descrição de alguns cuidados a ter durante a fase de construção, nomeadamente, no que diz respeito ao à aplicação das cofragens, montagem e colocação das armaduras e controlo de qualidade.

Apresentados os valores estabelecidos regulamentarmente, no que às tolerâncias diz respeito, e alguns dos cuidados a ter em obra de modo a que as dimensões dos elementos cumpram os desvios geométricos admissíveis é necessário avaliar a influência dos valores estabelecidos regulamentarmente na resistência dos elementos de betão armado, pelo que, no capítulo seguinte, são apresentados detalhadamente os casos de estudo e as respetivas conclusões que sustentam o presente trabalho.

3. EFEITOS DAS TOLERÂNCIAS NA RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

3.1. INTRODUÇÃO

Com o objetivo de avaliar a influência das tolerâncias na resistência dos elementos estruturais, decidiu-se que, no presente estudo, seriam apenas analisadas as tolerâncias especificadas pelo Anexo A do EC2 e pela norma NP EN 13670. Posto isto, procedeu-se à seleção das tolerâncias que poderiam ter influência na resistência das secções e, consequentemente, na resistência estrutural. Assim sendo, as tolerâncias consideradas referem-se às dimensões das secções transversais e ao posicionamento das armaduras.

Note-se que aquando da escolha das tolerâncias a ter em conta no presente estudo, e por consulta do Anexo A do EC2, rapidamente se percebeu que havia uma relação entre os valores das tolerâncias e os coeficientes parciais relativos dos materiais. Ou seja, os coeficientes parciais relativos aos materiais, $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$, correspondem a imperfeições geométricas da classe 1 da norma NP EN 13670. No entanto, os mesmos podem ser reduzidos para $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$ se for garantido que em obra os desvios geométricos são inferiores às tolerâncias indicadas no Quadro A.1 do mesmo anexo [8]. Houve, assim, a necessidade de ter este facto em atenção aquando da aplicação das tolerâncias no desenvolvimento do presente estudo.

Após a definição dos valores das tolerâncias sobre as quais se pretendia desenvolver o estudo paramétrico, efetuou-se a escolha das dimensões das secções, de vigas e pilares, e dos materiais, aço e betão. Além disso, decidiu-se que, para cada uma das secções em análise, seriam consideradas três percentagens de armadura (pouco, razoavelmente e muito armada).

Definidos todos os parâmetros necessários (desvios geométricos, dimensão das secções, materiais, percentagem de armadura) para o desenvolvimento do presente estudo, determinou-se a área de armadura a considerar em cada uma das secções.

Após a escolha da armadura, os valores dos esforços resistentes foram calculados com recurso ao programa de cálculo automático *GALA Reinforcement* [19]. Além disso, como definido inicialmente, e de modo a poder verificar a implicação destes no comportamento das secções de betão armado, fez-se variar a altura útil e a largura da secção aplicando desvios sistematicamente favoráveis, ou desfavoráveis, obtendo-se, para cada caso, os respetivos esforços resistentes.

Aproveitando o estudo da avaliação da influência das tolerâncias na resistência das secções, fez-se, para uma das secções em estudo, a simulação do impacto das tolerâncias na carga de um elemento estrutural (viga simplesmente apoiada).

Por último, e de modo a verificar a resistência do material especificado em projeto e o colocado em obra, utilizou-se, como exemplo, os ensaios dos materiais, aço e betão, realizados aquando da construção da nova ponte sobre o rio Dão.

Após a descrição de cada caso de estudo, apresentam-se os resultados obtidos e faz-se a respetiva análise.

3.2. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Para desenvolver o presente trabalho recorreu-se ao programa de cálculo automático *GALA Reinforcement*, o qual foi desenvolvido na tese de doutoramento do *Dr. Ilija A Iashki*, em 1997-2002 [19].

O programa mencionado é exclusivamente dedicado à análise de secções transversais de elementos de betão armado, permitindo desenvolver os seguintes tipos de análises [19]:

- Dimensionamento de secções: cálculo da área de armadura necessária;
- Verificação de secções: verificação da capacidade resistente da secção para uma armadura pré-definida;
- Superfície de rotura: calcula e desenha as superfícies de rotura das secções para uma armadura pré-definida;
- Tensão-deformação: cálculo das tensões e extensões das secções para uma armadura pré-definida;
- Calcula e desenha a curvatura e a rigidez das secções para uma armadura pré-definida;
- Calcula a largura de fendas e o espaçamento entre fendas das secções para uma armadura pré-definida.

Como se pode observar na figura seguinte, além dos tipos de análises descritas anteriormente, o programa pode ser aplicado a uma vasta variedade de secções transversais, uma qualquer distribuição de armadura, a análises em flexão simples, composta ou desviada, etc. Além disso, é de salientar que o programa permite que o utilizador escolha, de entre as opções disponíveis, o regulamento no qual se irá basear a análise da secção, dos quais se destacam o Eurocódigo 2 e as normas americanas, entre outros [19].

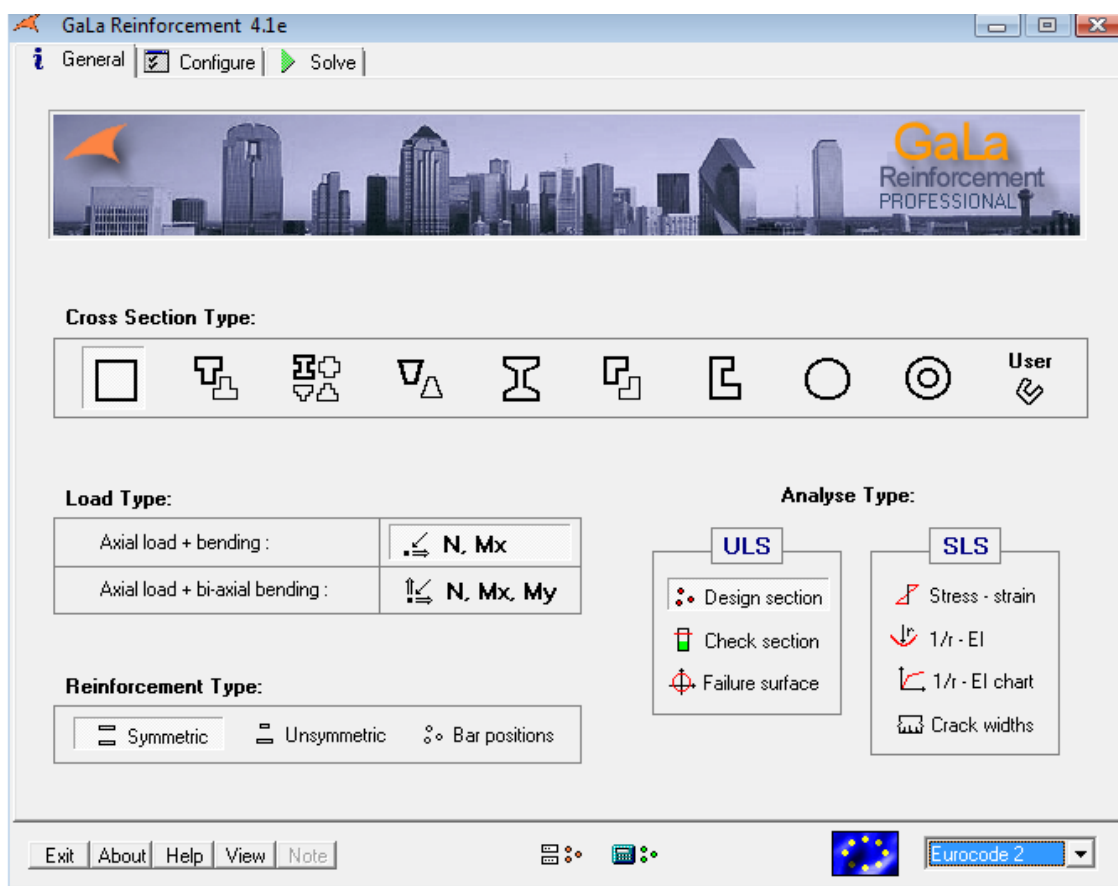


Figura 3.1 – Programa de cálculo GALA Reinforcement.

3.3. TOLERÂNCIAS DIMENSIONAIS EM ESTUDO

No presente estudo, e dada a complexidade da análise de outros tipos de tolerâncias, optou-se pela análise das tolerâncias admissíveis pelo Anexo A do EC2 e pela norma NP EN 13670, referentes às dimensões das secções transversais e à posição das armaduras. Ou seja, aplicaram-se os desvios, favoráveis e desfavoráveis, permitidos regulamentarmente à largura e à altura útil da secção, dado serem dois parâmetros fundamentais na resistência das secções.

Em relação aos desvios regulamentarmente admissíveis para as dimensões das secções transversais e para a posição das armaduras, como já havia sido referido anteriormente, e segundo o Anexo A do EC2, os coeficientes parciais relativos aos materiais, $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$, correspondem a imperfeições geométricas da classe 1 da norma NP EN 13670. No entanto, os mesmos podem ser reduzidos para $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$ se for garantido que em obra os desvios geométricos são inferiores às tolerâncias indicadas no Quadro A.1 do mesmo anexo [8].

Tendo em conta o descrito nos parágrafos anteriores, no presente estudo optou-se por analisar duas abordagens, ou seja, aplicaram-se os desvios geométricos permitidos pela

NP EN 13670, para as dimensões das secções transversais e para a posição das armaduras, considerando os coeficientes parciais relativos aos materiais $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$ (Quadro 3.1), e aplicaram-se os desvios permitidos no Anexo A do EC2, para as dimensões das secções transversais e para a posição das armaduras, considerando os coeficientes reduzidos de $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$ (Quadro 3.2).

Quadro 3.1 - Desvios geométricos permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras, segundo a norma NP EN 13670 [9].

h ou b	NP EN 13670 (Classe de tolerância 1)	
	Dimensões das secções ($\pm \Delta h, \Delta b$)	Posição das armaduras ($\pm \Delta c$)
≤ 150 mm	10 mm	10 mm
400 mm	15 mm	15 mm
≥ 2500 mm	30 mm	25 mm

Nota: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.

Quadro 3.2 – Desvios geométricos permitidos para as dimensões das secções e para a posição das armaduras, segundo o Anexo A do EC2 [8].

h ou b	EC2 (Anexo A)	
	Dimensões das secções ($\pm \Delta h, \Delta b$)	Posição das armaduras ($\pm \Delta c$)
≤ 150 mm	5 mm	5 mm
400 mm	10 mm	10 mm
≥ 2500 mm	30 mm	20 mm

Nota: Poderá efetuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.

3.4. SECÇÕES DE VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO SIMPLES

No presente subcapítulo, e tendo como objetivo avaliar o nível de influência das tolerâncias na resistência das secções das vigas, apresentam-se as dimensões consideradas para as secções das vigas, as propriedades dos materiais considerados e os cálculos efetuados. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos e faz-se a respetiva análise.

3.4.1. DADOS CONSIDERADOS

3.4.1.1. Dimensões das secções

No que às secções das vigas diz respeito consideraram-se as dimensões presentes no Quadro 3.3, procurando-se escolher dimensões representativas dos elementos estruturais, bem como dimensões limite onde os erros possam ser mais significativos.

Quadro 3.3 - Dimensões consideradas para as secções transversais das vigas.

Secção	h (cm)	b (cm)	Recobrimento (cm)	Diâmetro do estribo (cm)
1	40	15	2,5	0,6
2	40	25	2,5	0,6
3	60	15	2,5	0,6
4	60	25	2,5	0,6
5	80	15	2,5	0,6
6	80	25	2,5	0,6

3.4.1.2. Materiais

Na análise das secções das vigas considerou-se o betão C20/25 e o aço A400NR, cujas características se apresentam nos Quadros 3.4 e 3.5, em função do valor dos coeficientes parciais dos materiais.

Quadro 3.4 – Características do betão C20/25, em função do coeficiente parcial do material.

Betão	f_{ck} (MPa)	$E_{c,28}$ (GPa)	ϵ_c (‰)	Coeficiente parcial do betão (γ_c)	
				1,40	1,50
				f_{cd} (MPa)	f_{cd} (MPa)
C20/25	20	30	3,5	14,29	13,33

Quadro 3.5 – Características do aço A400NR, em função do coeficiente parcial do material.

Aço	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_s (‰)	Coeficiente parcial do aço (γ_s)	
				1,10	1,15
				f_{syd} (MPa)	f_{syd} (MPa)
A400NR	400	200	10	363,64	347,83

3.4.1.3. Percentagem de armadura

No presente estudo, e de modo poder analisar diferentes quantidades de armadura na mesma secção, considerou-se para cada uma das secções em estudo, três percentagens de armadura, como consta no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Percentagem de armadura considerada em cada secção transversal.

Quantidade de armadura	ρ (%)
Secção pouco armada	0,5
Secção razoavelmente armada	1,0
Secção muito armada	2,0

3.4.2. CÁLCULOS EFETUADOS

Para a elaboração do estudo paramétrico foi necessário realizar um conjunto prévio de cálculos, nomeadamente, o cálculo da área de armadura a colocar na secção de referência (secção sem aplicação dos desvios geométricos), do momento fletor reduzido e determinar qual o tipo de rotura da secção.

3.4.2.1. Momento fletor resistente

A área de armadura associada à secção de referência foi calculada aplicando a seguinte fórmula,

$$A_s = \rho \times b \times d \quad (3.1)$$

em que:

ρ – percentagem de armadura considerada na secção de referência;

b – largura da secção de referência;

d – altura útil da secção de referência.

Para a altura útil adotou-se um valor próximo do esperado para a secção em questão.

Em seguida, e tendo em conta a área de armadura obtida, procedeu-se à escolha da solução em varões a colocar em cada uma das secções de referência. Para tal, tiveram-se em conta os seguintes aspetos [20]:

- A solução deve respeitar os diâmetros existentes no mercado ($\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$, $\phi 16$, $\phi 20$, $\phi 25$, $\phi 32$);
- O número de varões deve ser reduzido (nunca inferior a dois – um para cada canto da secção);
- Os varões devem, preferencialmente, ficar dispostos numa única camada, de modo a garantir a altura útil;
- O espaçamento entre varões não seja diminuto, de forma a possibilitar uma correta betonagem (recomenda-se um espaçamento de 5 cm, sendo aceitável um espaçamento de 3 ou 4 cm);
- Não misturar mais do que duas dimensões de varões, cujos diâmetros devem ser próximos (por exemplo: $\phi 12$ com $\phi 16$, $\phi 16$ com $\phi 25$), por forma a evitar trocas de varões em obra.

Por último, procedeu-se à verificação se o valor inicialmente estimado para a altura útil corresponde à solução de armadura adotada para a secção, através da aplicação de uma das seguintes fórmulas.

Exemplo 1: Secções com apenas uma camada de armadura (Figura 3.2).

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{long}}{2} \quad (3.2)$$

em que:

h – altura da secção de referência;

rec – recobrimento da armadura;

ϕ_{est} – diâmetro do varão do estribo;

ϕ_{long} – diâmetro do varão da armadura longitudinal.

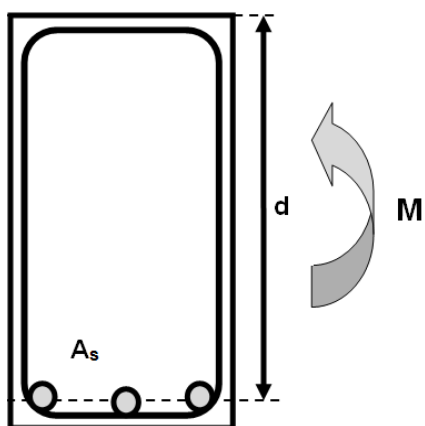


Figura 3.2 – Representação esquemática da altura útil para uma secção com apenas uma camada de armadura.

Exemplo 2: Secções com duas camadas de armadura (Figura 3.3).

$$d = h - rec - \phi_{est} - \phi_{long} \quad (3.3)$$

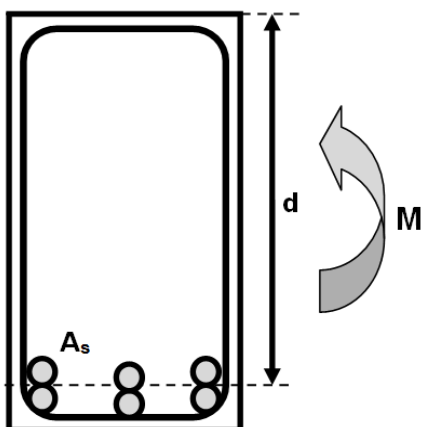


Figura 3.3 - Representação esquemática da altura útil para uma secção com duas camadas iguais de armadura.

Exemplo 3: Secções com duas ou mais camadas de armadura.

$$d = \frac{\sum A_{Si} \times d_i}{\sum A_{Si}} \quad (3.4)$$

em que:

A_{Si} – área de armadura correspondente à camada de armadura i ;

d_i – altura útil correspondente à camada de armadura i .

Exemplificando para uma secção com duas camadas distintas de armadura (Figura 3.4):

$$d = \frac{A_{s1} \times d_1 + A_{s2} \times d_2}{A_{s1} + A_{s2}} \quad (3.5)$$

em que:

A_{s1} , A_{s2} – áreas de armadura correspondentes às camada 1 e 2, respetivamente;

d_1 , d_2 – alturas úteis correspondentes às camadas de armadura 1 e 2, respetivamente.

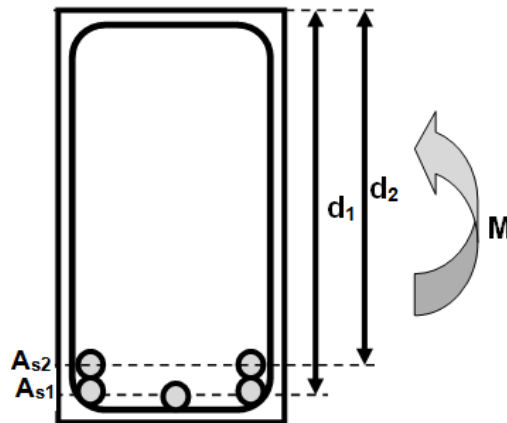


Figura 3.4 - Representação esquemática da altura útil para uma secção com duas camadas de armadura com diferente número de varões.

Após a escolha da armadura a colocar na secção e considerando as relações constitutivas dos materiais, conforme representado na Figura 3.5, os dados foram introduzidos no programa *GALA Reinforcement* tendo-se obtido o valor do momento resistente da secção.

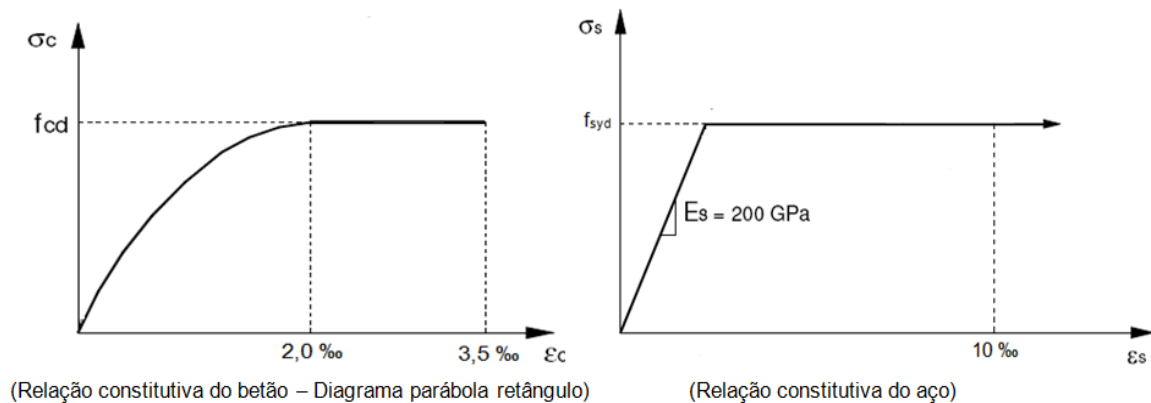


Figura 3.5 – Relações constitutivas dos materiais (adaptado de [16]).

Refira-se que, antes de se considerarem os valores obtidos pelo programa, se efetuou um conjunto de testes para aferir a qualidade dos resultados.

Em seguida, fez-se variar a altura útil e a largura da secção de referência, aplicando os desvios, sistematicamente favoráveis e desfavoráveis, e obteve-se, para cada caso, o valor do momento resistente.

3.4.2.2. Momento fletor reduzido

De modo a poder avaliar a influência das tolerâncias na resistência das secções, e após saber o valor do momento fletor resistente, calculou-se o valor do momento fletor reduzido da secção através da aplicação da seguinte fórmula:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.6)$$

em que:

M_{Rd} – momento resistente da secção (obtido através do programa de cálculo automático);

b – largura da secção de referência;

d – altura útil da secção de referência;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Após a obtenção dos valores do momento fletor reduzido, para cada secção, traçaram-se os gráficos (presentes no subcapítulo 3.4.4), de modo a poder avaliar a evolução do momento fletor reduzido em função da variação da altura útil (d) e da largura (b) da secção.

Além disso, para uma melhor percepção da influência das tolerâncias na resistência das secções, determinou-se a percentagem de erro do momento fletor reduzido da secção em relação à secção de referência por aplicação da fórmula seguinte:

$$\%_{\text{erro},\mu} = \left(\frac{\mu^{b,d \text{ tol}} - \mu^{b,d}}{\mu^{b,d}} \right) \times 100 \% \quad (3.7)$$

em que:

$\mu^{b,d \text{ tol}}$ – valor do momento fletor reduzido da secção afetada de tolerância;

$\mu^{b,d}$ – valor do momento fletor reduzido da secção de referência.

3.4.2.3. Tipo de rotura

Para avaliar o tipo de rotura da secção da viga procedeu-se ao cálculo da posição da linha neutra (x), tendo-se considerado como rotura dúctil as soluções que conduziram a alturas úteis inferiores a 0,5 d.

Note-se que secções com $x > 0,5d$ não devem ser aceites, dado que tal significa que a armadura apresenta pequenas deformações, podendo não se encontrar em cedência, o que conduz a roturas designadas por frágeis, ou seja, a rotura do elemento de betão ocorre sem aviso [21]. Assim sendo, quando tal acontece é necessário proceder ao redimensionamento da secção de modo a garantir que as armaduras estejam em cedência ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$) na situação de rotura, por duas razões: em primeiro lugar por razões económicas, ou seja, “a armadura utilizada deve ser integralmente aproveitada e, portanto, mobilizada integralmente a sua capacidade resistente” [16], além disso, mas não menos importante, o elemento de betão armado deve apresentar ductilidade numa situação de rotura, ou seja, deve apresentar deformações apreciáveis por cedência das armaduras, sem perda da capacidade resistente.

De modo a resolver o problema das roturas frágeis é necessário adotar armaduras de compressão ou aumentar a secção da viga [16].

A opção mais eficiente para a resolução do problema das roturas frágeis passa por aumentar a altura da secção. No entanto numa situação prática de projeto, esta solução está muitas vezes condicionada pela posição dos restantes elementos que compõem a estrutura.

Relativamente à armadura de compressão esta está sempre presente numa viga, por razões construtivas, com um nível não inferior a $\beta = 0,1$ [16].

De modo a resolver o problema da rotura frágil, e tendo em conta o descrito nos parágrafos anteriores, no presente estudo optou-se por colocar armadura de compressão na secção seguindo o procedimento descrito no subcapítulo seguinte.

3.4.2.4. Armadura de compressão

No presente estudo, ao considerar as secções da viga muito armadas ($\rho = 2\%$) estas apresentaram uma rotura frágil, pelo que, houve a necessidade de colocar armadura de compressão na secção, a qual foi obtida por aplicação da seguinte fórmula:

$$A_{s2} = \beta \times A_s \quad (3.8)$$

em que:

β – percentagem de armadura de compressão (considerou-se $\beta = 0,4$ por se ter concluído ser suficiente para que a rotura da secção fosse dúctil);

A_s – área de armadura de tração (determinada no subcapítulo 3.4.2.1).

Uma vez que se optou pela colocação de armadura de compressão e que se pretendia a análise de secções com uma percentagem de armadura próxima de 2%, a armadura de tração foi determinada através da aplicação da fórmula seguinte:

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} \quad (3.9)$$

em que:

A_s – área de armadura de tração calculada inicialmente;

A_{s2} – área de armadura de compressão.

Sabendo o valor da área de armadura, de compressão e de tração, a colocar na secção de referência procedeu-se à escolha da solução em varões de aço tendo em conta os aspetos já descritos no subcapítulo 3.4.2.1.

Escolhidos os varões de aço a colocar na secção de referência, seguiu-se o mesmo procedimento descrito nos subcapítulos 3.4.2.1 a 3.4.2.3 para obtenção do valor do momento resistente e do momento reduzido da secção. Note-se que houve a necessidade de repetir novamente a verificação do tipo de rotura da secção para verificar se a área de armadura de compressão é suficiente para que a secção apresente uma rotura dúctil.

Os resultados obtidos por aplicação das fórmulas descritas no presente subcapítulo encontram-se apresentados no subcapítulo seguinte.

3.4.3. RESULTADOS OBTIDOS

No presente subcapítulo apresentam-se os resultados obtidos para as secções das vigas e os respetivos desvios geométricos considerados. Saliente-se que o processo descrito no subcapítulo 3.4.2 foi aplicado a todas as secções em estudo, considerando-se para cada uma delas as três percentagens de armadura (Quadro 3.6).

3.4.3.1. Secção: $h = 40$ cm e $b = 15$ cm

Para a secção da viga em análise consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.7, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 que constam no subcapítulo 3.3 da presente dissertação.

Quadro 3.7 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm.

Coefficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,0	1,4
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,5	0,9

Considerando a secção da viga pouco armada obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.8, 3.9 e 3.10).

Quadro 3.8 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura de tração
0,5	15,0	35,9	2,69	4 ϕ 10 (3,14 cm ²) – colocar em duas camadas

Quadro 3.9 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,5	14,0	0,134	- 4,9%	34,5	Rotura dúctil
	15,0	0,135	- 4,2%	34,8	Rotura dúctil
	16,0	0,135	- 3,8%	34,9	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	14,0	0,140	- 0,6%	36,1	Rotura dúctil
	15,0	0,141	0,0%	36,3	Rotura dúctil
	16,0	0,141	+ 0,3%	36,4	Rotura dúctil
37,3	14,0	0,146	+ 3,7%	37,6	Rotura dúctil
	15,0	0,146	+ 4,1%	37,8	Rotura dúctil
	16,0	0,147	+ 4,7%	38,0	Rotura dúctil

Quadro 3.10 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
35,0	14,5	0,133	- 3,1%	36,8	Rotura dúctil
	15,0	0,134	- 2,7%	37,0	Rotura dúctil
	15,5	0,134	- 2,5%	37,0	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	14,5	0,137	- 0,3%	37,9	Rotura dúctil
	15,0	0,138	0,0%	38,0	Rotura dúctil
	15,5	0,138	+ 0,3%	38,1	Rotura dúctil
36,8	14,5	0,141	+ 2,3%	38,9	Rotura dúctil
	15,0	0,141	+ 2,5%	39,0	Rotura dúctil
	15,5	0,142	+ 2,9%	39,1	Rotura dúctil

Ao admitir a secção da viga razoavelmente armada obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.11, 3.12 e 3.13.

Quadro 3.11 - Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	15,0	35,9	5,39	2 ϕ 20 (6,28 cm ²)

Quadro 3.12 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,5	14,0	0,241	- 5,9%	62,2	Rotura dúctil
	15,0	0,245	- 4,6%	63,1	Rotura dúctil
	16,0	0,248	- 3,5%	63,9	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	14,0	0,253	- 1,3%	65,3	Rotura dúctil
	15,0	0,257	0,0%	66,2	Rotura dúctil
	16,0	0,260	+ 1,2%	67,0	Rotura dúctil
37,3	14,0	0,265	+3,4%	68,4	Rotura dúctil
	15,0	0,269	+ 4,6%	69,2	Rotura dúctil
	16,0	0,272	+ 5,9%	70,1	Rotura dúctil

Quadro 3.13 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
35,0	14,5	0,243	- 3,7%	67,0	Rotura dúctil
	15,0	0,244	- 3,0%	67,5	Rotura dúctil
	15,5	0,246	- 2,4%	67,9	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	14,5	0,250	- 0,8%	69,1	Rotura dúctil
	15,0	0,252	0,0%	69,6	Rotura dúctil
	15,5	0,253	+ 0,5%	69,9	Rotura dúctil
36,8	14,5	0,257	+ 2,2%	71,1	Rotura dúctil
	15,0	0,259	+ 2,8%	71,6	Rotura dúctil
	15,5	0,261	+ 3,5%	72,0	Rotura dúctil

Ao considerar a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.14, a secção apresenta uma rotura frágil.

Quadro 3.14 – Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	15,0	34,9	10,47	4 ϕ 20 (12,57 cm ²) – colocar em duas camadas

De modo a garantir que as armaduras se encontrem em cedência aquando a rotura da secção, optou-se por colocar armadura de compressão na secção (Quadro 3.15). Assim sendo, e tendo já em consideração a nova armadura a colocar na secção obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.16 e 3.17.

Quadro 3.15 – Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)	A_{s1} (armadura de tração)
cm ²	cm ²	cm ²
	varões	varões
12,57	5,03 4 ϕ 12 (4,52 cm ²) (colocar em duas camadas)	7,54 4 ϕ 16 (8,04 cm ²) (colocar em duas camadas)

Quadro 3.16 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
33,9	14,0	0,326	- 7,2%	81,3	Rotura dúctil
	15,0	0,328	- 6,9%	81,6	Rotura dúctil
	16,0	0,329	- 6,5%	82,0	Rotura dúctil
35,3 (secção de referência)	14,0	0,351	- 0,2%	87,4	Rotura dúctil
	15,0	0,352	0,0%	87,6	Rotura dúctil
	16,0	0,353	+ 0,3%	87,9	Rotura dúctil
36,7	14,0	0,376	+ 6,9%	93,7	Rotura dúctil
	15,0	0,377	+ 7,2%	93,9	Rotura dúctil
	16,0	0,377	+ 7,2%	94,0	Rotura dúctil

Quadro 3.17 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,4	14,5	0,328	- 4,6%	87,5	Rotura dúctil
	15,0	0,328	- 4,4%	87,7	Rotura dúctil
	15,5	0,329	- 4,4%	87,7	Rotura dúctil
35,3 (secção de referência)	14,5	0,343	- 0,2%	91,6	Rotura dúctil
	15,0	0,344	0,0%	91,8	Rotura dúctil
	15,5	0,344	+ 0,2%	91,9	Rotura dúctil
36,2	14,5	0,358	+ 4,3%	95,7	Rotura dúctil
	15,0	0,359	+ 4,4%	95,8	Rotura dúctil
	15,5	0,359	+ 4,5%	95,9	Rotura dúctil

3.4.3.2. Secção: $h = 40$ cm e $b = 25$ cm

Na presente secção da viga consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.18, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 que constam no subcapítulo 3.3 da presente dissertação.

Quadro 3.18 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm.

Coefficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,2	1,4
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,7	0,9

Em seguida apresentam-se os resultados obtidos considerando a secção da viga pouco armada (Quadros 3.19, 3.20 e 3.21).

Quadro 3.19 - Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura de tração
0,5	25,0	36,3	4,54	4 ϕ 12 (4,52 cm ²)

Quadro 3.20 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,9	23,8	0,115	- 4,5%	50,7	Rotura dúctil
	25,0	0,116	- 4,2%	50,8	Rotura dúctil
	26,2	0,116	- 3,9%	51,0	Rotura dúctil
36,3 (secção de referência)	23,8	0,120	- 0,5%	52,8	Rotura dúctil
	25,0	0,121	0,0%	53,1	Rotura dúctil
	26,2	0,121	+ 0,2%	53,2	Rotura dúctil
37,7	23,8	0,125	+ 3,7%	55,1	Rotura dúctil
	25,0	0,126	+ 4,0%	55,2	Rotura dúctil
	26,2	0,126	+ 4,3%	55,4	Rotura dúctil

Quadro 3.21 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
35,4	24,3	0,115	- 2,7%	54,0	Rotura dúctil
	25,0	0,115	- 2,5%	54,1	Rotura dúctil
	25,7	0,115	- 2,4%	54,2	Rotura dúctil
36,3 (secção de referência)	24,3	0,118	- 0,1%	55,4	Rotura dúctil
	25,0	0,118	0,0%	55,5	Rotura dúctil
	25,7	0,118	+ 0,2%	55,6	Rotura dúctil
37,2	24,3	0,121	+ 2,5%	56,9	Rotura dúctil
	25,0	0,121	+ 2,7%	57,0	Rotura dúctil
	25,7	0,121	+ 2,9%	57,1	Rotura dúctil

Nos Quadros 3.22, 3.23 e 3.24 constam os valores obtidos para a secção da viga razoavelmente armada.

Quadro 3.22 - Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	25,0	35,9	8,98	3 ϕ 20 (9,42 cm ²)

Quadro 3.23 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,5	23,8	0,223	- 5,3%	95,7	Rotura dúctil
	25,0	0,225	- 4,6%	96,5	Rotura dúctil
	26,2	0,227	- 3,7%	97,3	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	23,8	0,233	- 0,8%	100,3	Rotura dúctil
	25,0	0,235	0,0%	101,1	Rotura dúctil
	26,2	0,237	+ 0,9%	101,9	Rotura dúctil
37,3	23,8	0,244	+ 3,8%	104,9	Rotura dúctil
	25,0	0,246	+ 4,6%	105,7	Rotura dúctil
	26,2	0,248	+ 5,4%	106,5	Rotura dúctil

Quadro 3.24 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
35,0	24,3	0,223	- 3,3%	102,6	Rotura dúctil
	25,0	0,224	- 2,9%	103,0	Rotura dúctil
	25,7	0,225	- 2,4%	103,5	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	24,3	0,229	- 0,5%	105,6	Rotura dúctil
	25,0	0,231	0,0%	106,1	Rotura dúctil
	25,7	0,232	+ 0,5%	106,7	Rotura dúctil
36,8	24,3	0,236	+ 2,5%	108,7	Rotura dúctil
	25,0	0,237	+ 2,9%	109,2	Rotura dúctil
	25,7	0,238	+ 3,3%	109,6	Rotura dúctil

Considerando a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.25 a secção apresenta uma rotura frágil, pelo que houve a necessidade de recorrer a armadura de compressão (Quadro 3.26).

Quadro 3.25 - Armadura da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	25,0	34,9	17,45	6 ϕ 20 (18,85 cm ²) – colocar em duas camadas

Quadro 3.26 - Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)	A_{s1} (armadura de tração)
cm ²	cm ²	cm ²
	varões	varões
18,85	7,54	11,31
	4 ϕ 16 (8,04 cm ²)	4 ϕ 20 (12,57 cm ²)

Para a secção em análise, e tendo em conta a nova área de armadura, obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.27 e 3.28.

Quadro 3.27 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
34,5	23,8	0,305	- 7,0%	131,2	Rotura dúctil
	25,0	0,306	- 6,8%	131,6	Rotura dúctil
	26,2	0,306	- 6,7%	131,7	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	23,8	0,328	- 0,1%	141,0	Rotura dúctil
	25,0	0,329	0,0%	141,1	Rotura dúctil
	26,2	0,329	+ 0,2%	141,4	Rotura dúctil
37,3	23,8	0,352	+ 7,2%	151,2	Rotura dúctil
	25,0	0,352	+ 7,2%	151,4	Rotura dúctil
	26,2	0,352	+ 7,2%	151,4	Rotura dúctil

Quadro 3.28 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 40$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
35,0	24,3	0,306	- 4,5%	140,9	Rotura dúctil
	25,0	0,306	- 4,4%	141,0	Rotura dúctil
	25,7	0,307	- 4,3%	141,3	Rotura dúctil
35,9 (secção de referência)	24,3	0,320	0,0%	147,5	Rotura dúctil
	25,0	0,321	0,0%	147,6	Rotura dúctil
	25,7	0,321	+ 0,1%	147,7	Rotura dúctil
36,8	24,3	0,335	+ 4,6%	154,3	Rotura dúctil
	25,0	0,335	+ 4,6%	154,3	Rotura dúctil
	25,7	0,335	+ 4,6%	154,4	Rotura dúctil

3.4.3.3. Secção: $h = 60$ cm e $b = 15$ cm

Por aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 resultaram os desvios geométricos presentes no Quadro 3.29.

Quadro 3.29 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm.

Coefficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,0	1,6
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,5	1,1

Sendo a secção da viga pouco armada obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.30, 3.31 e 3.32.

Quadro 3.30 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
0,5	15,0	55,7	4,18	4 ϕ 12 (4,52 cm ²) – colocar em duas camadas

Quadro 3.31 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,1	14,0	0,126	- 3,5%	78,1	Rotura dúctil
	15,0	0,126	- 3,0%	78,5	Rotura dúctil
	16,0	0,127	- 2,5%	78,9	Rotura dúctil
55,7 (secção de referência)	14,0	0,130	- 0,4%	80,6	Rotura dúctil
	15,0	0,130	0,0%	80,9	Rotura dúctil
	16,0	0,131	+ 0,4%	81,2	Rotura dúctil
57,3	14,0	0,134	+ 2,7%	83,1	Rotura dúctil
	15,0	0,135	+ 3,2%	83,5	Rotura dúctil
	16,0	0,135	+ 3,6%	83,8	Rotura dúctil

Quadro 3.32 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,6	14,5	0,124	- 2,4%	82,8	Rotura dúctil
	15,0	0,125	- 2,0%	83,0	Rotura dúctil
	15,5	0,125	- 1,9%	83,1	Rotura dúctil
55,7 (secção de referência)	14,5	0,127	- 0,2%	84,6	Rotura dúctil
	15,0	0,127	0,0%	84,8	Rotura dúctil
	15,5	0,128	+ 0,2%	84,9	Rotura dúctil
56,8	14,5	0,130	+ 1,8%	86,3	Rotura dúctil
	15,0	0,130	+ 2,1%	86,5	Rotura dúctil
	15,5	0,130	+ 2,3%	86,7	Rotura dúctil

Para a secção da viga razoavelmente armada obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.33, 3.34 e 3.35).

Quadro 3.33 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	15,0	55,9	8,39	3 ϕ 20 (9,42 cm ²)

Quadro 3.34 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,3	14,0	0,238	- 4,6%	148,5	Rotura dúctil
	15,0	0,240	- 3,4%	150,3	Rotura dúctil
	16,0	0,243	- 2,3%	152,1	Rotura dúctil
55,9 (secção de referência)	14,0	0,246	- 1,3%	153,7	Rotura dúctil
	15,0	0,249	0,0%	155,6	Rotura dúctil
	16,0	0,252	+ 1,1%	157,3	Rotura dúctil
57,5	14,0	0,254	+ 2,2%	159,0	Rotura dúctil
	15,0	0,258	+ 3,4%	160,9	Rotura dúctil
	16,0	0,260	+ 4,5%	162,6	Rotura dúctil

Quadro 3.35 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,8	14,5	0,237	- 2,9%	158,7	Rotura dúctil
	15,0	0,239	- 2,3%	159,7	Rotura dúctil
	15,5	0,240	- 1,9%	160,4	Rotura dúctil
55,9 (secção de referência)	14,5	0,243	- 0,6%	162,6	Rotura dúctil
	15,0	0,244	0,0%	163,5	Rotura dúctil
	15,5	0,245	+ 0,5%	164,3	Rotura dúctil
57,0	14,5	0,248	+ 1,7%	166,2	Rotura dúctil
	15,0	0,250	+ 2,3%	167,3	Rotura dúctil
	15,5	0,251	+ 2,9%	168,2	Rotura dúctil

Por último, ao considerar a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.36, a secção apresenta uma rotura frágil.

Quadro 3.36 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	15,0	53,7	16,11	2 ϕ 20 (6,28 cm ²) + 2 ϕ 20 (6,28 cm ²) + 2 ϕ 16 (4,02 cm ²)

Assim sendo, optou-se por colocar armadura de compressão, cujo valor se encontra no Quadro 3.37, obtendo-se os resultados presentes nos Quadros 3.38 e 3.39.

Quadro 3.37 - Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)	A_{s1} (armadura de tração)
cm ²	cm ²	cm ²
	varões	varões
16,58	6,63 6 ϕ 12 (6,79 cm ²) (colocar em duas camadas)	9,95 6 ϕ 16 (12,06 cm ²) (colocar em duas camadas)

Quadro 3.38 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
53,7	14,0	0,329	- 5,3%	201,2	Rotura dúctil
	15,0	0,330	- 4,9%	202,0	Rotura dúctil
	16,0	0,330	- 4,8%	202,1	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	14,0	0,346	- 0,3%	211,8	Rotura dúctil
	15,0	0,347	0,0%	212,4	Rotura dúctil
	16,0	0,348	+ 0,2%	212,7	Rotura dúctil
56,9	14,0	0,364	+ 4,7%	222,4	Rotura dúctil
	15,0	0,364	+ 4,9%	222,8	Rotura dúctil
	16,0	0,365	+ 5,2%	223,4	Rotura dúctil

Quadro 3.39 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,2	14,5	0,327	- 3,5%	214,2	Rotura dúctil
	15,0	0,327	- 3,4%	214,5	Rotura dúctil
	15,5	0,328	- 3,2%	214,9	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	14,5	0,339	0,0%	221,9	Rotura dúctil
	15,0	0,339	0,0%	222,1	Rotura dúctil
	15,5	0,339	+ 0,1%	222,2	Rotura dúctil
56,4	14,5	0,350	+ 3,4%	229,7	Rotura dúctil
	15,0	0,350	+ 3,4%	229,6	Rotura dúctil
	15,5	0,3511	+ 3,6%	230,0	Rotura dúctil

3.4.3.4. Secção: $h = 60$ cm e $b = 25$ cm

Para a secção da viga em análise consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.40, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2.

Quadro 3.40 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm.

Coefficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_C = 1,5$ e $\gamma_S = 1,15$	NP EN 13670	1,2	1,6
$\gamma_C = 1,4$ e $\gamma_S = 1,10$	Anexo A – EC2	0,7	1,1

Os resultados que se encontram nos Quadros 3.41, 3.42 e 3.43 dizem respeito à secção da viga pouco armada.

Quadro 3.41 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura de tração
0,5	25,0	56,1	7,01	4 ϕ 16 (8,04 cm ²)

Quadro 3.42 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,5	23,8	0,133	- 3,4%	139,5	Rotura dúctil
	25,0	0,133	- 3,1%	140,0	Rotura dúctil
	26,2	0,134	- 2,8%	140,4	Rotura dúctil
56,1 (secção de referência)	23,8	0,137	- 0,3%	144,0	Rotura dúctil
	25,0	0,138	0,0%	144,4	Rotura dúctil
	26,2	0,138	+ 0,3%	144,9	Rotura dúctil
57,7	23,8	0,141	+ 2,8%	148,4	Rotura dúctil
	25,0	0,142	+ 3,1%	148,9	Rotura dúctil
	26,2	0,142	+ 3,4%	149,4	Rotura dúctil

Quadro 3.43 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
55,0	24,3	0,131	- 2,3%	147,7	Rotura dúctil
	25,0	0,132	- 2,0%	148,1	Rotura dúctil
	25,7	0,132	- 1,9%	148,3	Rotura dúctil
56,1 (secção de referência)	24,3	0,134	- 0,1%	151,0	Rotura dúctil
	25,0	0,134	0,0%	151,2	Rotura dúctil
	25,7	0,135	+ 0,3%	151,6	Rotura dúctil
57,2	24,3	0,137	+ 2,0%	154,3	Rotura dúctil
	25,0	0,137	+ 2,1%	154,4	Rotura dúctil
	25,7	0,138	+ 2,3%	154,6	Rotura dúctil

Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos considerando a secção da viga razoavelmente armada (Quadros 3.44, 3.45 e 3.46).

Quadro 3.44 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	25,0	55,6	13,90	3 ϕ 25 (14,73 cm ²)

Quadro 3.45 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,0	23,8	0,227	- 4,3%	234,1	Rotura dúctil
	25,0	0,229	- 3,4%	236,4	Rotura dúctil
	26,2	0,231	- 2,6%	238,2	Rotura dúctil
55,6 (secção de referência)	23,8	0,235	- 0,9%	242,5	Rotura dúctil
	25,0	0,237	0,0%	244,6	Rotura dúctil
	26,2	0,239	+ 0,8%	246,5	Rotura dúctil
57,2	23,8	0,243	+ 2,5%	250,6	Rotura dúctil
	25,0	0,245	+ 3,3%	252,8	Rotura dúctil
	26,2	0,247	+ 4,0%	254,4	Rotura dúctil

Quadro 3.46 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,5	24,3	0,226	- 2,8%	249,6	Rotura dúctil
	25,0	0,227	- 2,3%	250,8	Rotura dúctil
	25,7	0,228	- 2,0%	251,7	Rotura dúctil
55,6 (secção de referência)	24,3	0,231	- 0,5%	255,3	Rotura dúctil
	25,0	0,232	0,0%	256,7	Rotura dúctil
	25,7	0,233	+ 0,4%	257,7	Rotura dúctil
56,7	24,3	0,236	+ 1,7%	261,1	Rotura dúctil
	25,0	0,238	+ 2,2%	262,3	Rotura dúctil
	25,7	0,239	+ 2,8%	263,8	Rotura dúctil

Admitindo a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.47, a secção apresenta uma rotura frágil.

Quadro 3.47 - Armadura da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	25,0	53,2	26,60	9 ϕ 20 (28,27 cm ²) – colocar em três camadas

De modo a que a secção apresente uma rotura dúctil optou-se por colocar armadura de compressão (Quadro 3.48) obtendo-se os resultados que constam nos Quadros 3.49 e 3.50.

Quadro 3.48 - Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)	A_{s1} (armadura de tração)
cm ²	cm ²	cm ²
	varões	varões
28,27	11,31 6 ϕ 16 (12,06 cm ²) (colocar em duas camadas)	16,96 8 ϕ 16 (16,08 cm ²) (colocar em duas camadas)

Quadro 3.49 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
53,7	23,8	0,265	- 5,1%	270,1	Rotura dúctil
	25,0	0,265	- 5,0%	270,5	Rotura dúctil
	26,2	0,266	- 4,9%	270,9	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	23,8	0,279	- 0,1%	284,4	Rotura dúctil
	25,0	0,279	0,0%	284,7	Rotura dúctil
	26,2	0,280	+ 0,1%	285,0	Rotura dúctil
56,9	23,8	0,294	+ 5,2%	299,5	Rotura dúctil
	25,0	0,294	+ 5,3%	299,9	Rotura dúctil
	26,2	0,294	+ 5,3%	299,8	Rotura dúctil

Quadro 3.50 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
54,2	24,3	0,263	- 3,4%	287,4	Rotura dúctil
	25,0	0,263	- 3,5%	287,3	Rotura dúctil
	25,7	0,263	- 3,4%	287,5	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	24,3	0,272	0,0%	297,5	Rotura dúctil
	25,0	0,273	0,0%	297,6	Rotura dúctil
	25,7	0,273	+ 0,2%	298,1	Rotura dúctil
56,4	24,3	0,282	+ 3,6%	308,3	Rotura dúctil
	25,0	0,282	+ 3,5%	308,0	Rotura dúctil
	25,7	0,282	+ 3,5%	308,0	Rotura dúctil

3.4.3.5. Secção: $h = 80$ cm e $b = 15$ cm

Para a secção em estudo os desvios geométricos considerados constam no Quadro 3.51, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2.

Quadro 3.51 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm.

Coeficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,0	1,7
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,5	1,2

Ao considerar a secção da viga pouco armada obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.52, 3.53 e 3.54.

Quadro 3.52 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
0,5	15,0	76,1	5,71	3 ϕ 16 (6,03 cm ²)

Quadro 3.53 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
74,4	14,0	0,124	- 2,9%	143,6	Rotura dúctil
	15,0	0,124	- 2,5%	144,2	Rotura dúctil
	16,0	0,125	- 2,0%	144,9	Rotura dúctil
76,1 (secção de referência)	14,0	0,127	- 0,6%	147,0	Rotura dúctil
	15,0	0,128	0,0%	147,9	Rotura dúctil
	16,0	0,128	+ 0,3%	148,3	Rotura dúctil
77,8	14,0	0,130	+ 1,9%	150,7	Rotura dúctil
	15,0	0,131	+ 2,3%	151,3	Rotura dúctil
	16,0	0,131	+ 2,8%	152,0	Rotura dúctil

Quadro 3.54 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
74,9	14,5	0,122	- 2,0%	151,8	Rotura dúctil
	15,0	0,123	- 1,8%	152,0	Rotura dúctil
	15,5	0,123	- 1,5%	152,5	Rotura dúctil
76,1 (secção de referência)	14,5	0,125	- 0,2%	154,6	Rotura dúctil
	15,0	0,125	0,0%	154,9	Rotura dúctil
	15,5	0,125	+ 0,2%	155,1	Rotura dúctil
77,3	14,5	0,127	+ 1,4%	157,1	Rotura dúctil
	15,0	0,127	+ 1,7%	157,4	Rotura dúctil
	15,5	0,127	+ 1,9%	157,8	Rotura dúctil

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos para a secção da viga razoavelmente armada (Quadros 3.55, 3.56 e 3.57).

Quadro 3.55 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	15,0	74,9	11,24	4 ϕ 20 (12,57 cm ²) – colocar em duas camadas

Quadro 3.56 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,2	14,0	0,238	- 3,9%	267,5	Rotura dúctil
	15,0	0,241	- 2,7%	270,7	Rotura dúctil
	16,0	0,244	- 1,6%	273,8	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	14,0	0,245	- 1,3%	274,8	Rotura dúctil
	15,0	0,248	0,0%	278,3	Rotura dúctil
	16,0	0,251	+ 1,1%	281,3	Rotura dúctil
76,6	14,0	0,251	+ 1,4%	282,2	Rotura dúctil
	15,0	0,255	+ 2,7%	285,9	Rotura dúctil
	16,0	0,257	+ 3,8%	288,9	Rotura dúctil

Quadro 3.57 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,7	14,5	0,237	- 2,4%	284,9	Rotura dúctil
	15,0	0,239	- 1,8%	286,7	Rotura dúctil
	15,5	0,240	- 1,3%	288,1	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	14,5	0,242	- 0,5%	290,5	Rotura dúctil
	15,0	0,243	0,0%	292,0	Rotura dúctil
	15,5	0,244	+ 0,5%	293,6	Rotura dúctil
76,1	14,5	0,246	+ 1,4%	296,2	Rotura dúctil
	15,0	0,248	+ 2,0%	297,9	Rotura dúctil
	15,5	0,249	+ 2,4%	299,0	Rotura dúctil

Considerando a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.58, a secção apresenta uma rotura frágil.

Quadro 3.58 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	15,0	73,7	22,11	8 ϕ 20 (25,13 cm ²) – colocar em duas camadas

Mais uma vez houve a necessidade de colocar armadura de compressão na secção (Quadro 3.59), obtendo-se os resultados presentes nos Quadros 3.60 e 3.61.

Quadro 3.59 - Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)		A_{s1} (armadura de tração)	
cm ²	cm ²	varões	cm ²	varões
25,13	10,05	5 ϕ 16 (10,05 cm ²) (colocar em duas camadas)	15,08	5 ϕ 20 (15,71 cm ²) (colocar em duas camadas)

Quadro 3.60 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,4	14,0	0,325	- 4,1%	366,8	Rotura dúctil
	15,0	0,325	- 4,1%	367,0	Rotura dúctil
	16,0	0,326	- 4,0%	367,2	Rotura dúctil
75,1 (secção de referência)	14,0	0,339	- 0,1%	382,0	Rotura dúctil
	15,0	0,339	0,0%	382,5	Rotura dúctil
	16,0	0,339	0,0%	382,6	Rotura dúctil
76,8	14,0	0,352	+ 3,8%	397,1	Rotura dúctil
	15,0	0,353	+ 4,1%	398,1	Rotura dúctil
	16,0	0,353	+ 4,2%	398,5	Rotura dúctil

Quadro 3.61 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,9	14,5	0,321	- 3,0%	388,0	Rotura dúctil
	15,0	0,321	- 2,9%	388,2	Rotura dúctil
	15,5	0,322	- 2,8%	388,7	Rotura dúctil
75,1 (secção de referência)	14,5	0,331	- 0,1%	399,4	Rotura dúctil
	15,0	0,331	0,0%	399,9	Rotura dúctil
	15,5	0,331	+ 0,1%	400,3	Rotura dúctil
76,3	14,5	0,340	+ 2,7%	410,9	Rotura dúctil
	15,0	0,340	+ 2,8%	411,1	Rotura dúctil
	15,5	0,340	+ 2,8%	411,2	Rotura dúctil

3.4.3.6. Secção: $h = 80$ cm e $b = 25$ cm

No Quadro 3.62 constam os desvios geométricos considerados na secção da viga em análise, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2.

Quadro 3.62 - Desvios geométricos admissíveis para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm.

Coeficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,2	1,7
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,7	1,2

Considerando a secção da viga pouco armada obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.63, 3.64 e 3.65).

Quadro 3.63 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
0,5	25,0	75,9	9,49	3 ϕ 20 (9,42 cm ²)

Quadro 3.64 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
74,2	23,8	0,117	- 2,8%	224,8	Rotura dúctil
	25,0	0,117	- 2,5%	225,6	Rotura dúctil
	26,2	0,118	- 2,2%	226,3	Rotura dúctil
75,9 (secção de referência)	23,8	0,120	- 0,3%	230,6	Rotura dúctil
	25,0	0,120	0,0%	231,3	Rotura dúctil
	26,2	0,121	+ 0,2%	231,9	Rotura dúctil
77,6	23,8	0,123	+ 2,1%	236,1	Rotura dúctil
	25,0	0,123	+ 2,3%	236,6	Rotura dúctil
	26,2	0,124	+ 2,6%	237,4	Rotura dúctil

Quadro 3.65 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
74,7	24,3	0,116	- 1,7%	237,7	Rotura dúctil
	25,0	0,116	- 1,6%	238,0	Rotura dúctil
	25,7	0,116	- 1,4%	238,3	Rotura dúctil
75,9 (secção de referência)	24,3	0,117	- 0,1%	241,5	Rotura dúctil
	25,0	0,118	0,0%	241,8	Rotura dúctil
	25,7	0,118	+ 0,2%	242,3	Rotura dúctil
77,1	24,3	0,119	+ 1,6%	245,6	Rotura dúctil
	25,0	0,120	+ 1,8%	246,1	Rotura dúctil
	25,7	0,120	+ 2,0%	246,7	Rotura dúctil

Para a secção da viga razoavelmente armada obtiveram-se os resultados constantes nos Quadros 3.66, 3.67 e 3.68.

Quadro 3.66 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
1,0	25,0	74,9	18,73	6 ϕ 20 (18,85 cm ²) – colocar em duas camadas

Quadro 3.67 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,2	23,8	0,219	- 3,4%	410,2	Rotura dúctil
	25,0	0,221	- 2,7%	413,5	Rotura dúctil
	26,2	0,223	- 1,9%	416,5	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	23,8	0,225	- 0,8%	421,4	Rotura dúctil
	25,0	0,227	0,0%	424,8	Rotura dúctil
	26,2	0,229	+ 0,7%	427,9	Rotura dúctil
76,6	23,8	0,231	+ 1,8%	432,2	Rotura dúctil
	25,0	0,233	+ 2,7%	436,1	Rotura dúctil
	26,2	0,235	+ 3,3%	438,9	Rotura dúctil

Quadro 3.68 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,7	24,3	0,217	- 2,3%	435,3	Rotura dúctil
	25,0	0,218	- 1,8%	437,5	Rotura dúctil
	25,7	0,219	- 1,4%	439,2	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	24,3	0,222	- 0,4%	443,8	Rotura dúctil
	25,0	0,222	0,0%	445,4	Rotura dúctil
	25,7	0,223	+ 0,4%	447,3	Rotura dúctil
76,1	24,3	0,226	+ 1,6%	452,3	Rotura dúctil
	25,0	0,227	+ 2,0%	454,2	Rotura dúctil
	25,7	0,227	+ 2,3%	455,4	Rotura dúctil

Admitindo a secção da viga muito armada e a área de armadura de tração presente no Quadro 3.69, a secção apresenta uma rotura frágil.

Quadro 3.69 - Armadura da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm, considerando a secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura de tração
2,0	25,0	73,2	36,60	12 ϕ 20 (37,70 cm ²) – colocar em três camadas

De modo a resolver o problema da rotura optou-se por colocar armadura de compressão na secção (Quadro 3.70), obtendo-se os resultados que constam nos Quadros 3.71 e 3.72.

Quadro 3.70 - Área de armadura, de compressão e de tração, considerada na secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 15$ cm, considerando a secção muito armada.

A_s	A_{s2} (armadura de compressão)	A_{s1} (armadura de tração)
cm ²	cm ²	cm ²
	varões	varões
37,70	15,08 8 ϕ 16 (16,08 cm ²) (colocar em duas camadas)	22,62 8 ϕ 20 (25,13 cm ²) (colocar em duas camadas)

Quadro 3.71 – Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,2	23,8	0,313	- 4,2%	584,5	Rotura dúctil
	25,0	0,313	- 4,1%	585,0	Rotura dúctil
	26,2	0,313	- 4,1%	585,1	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	23,8	0,326	- 0,1%	609,2	Rotura dúctil
	25,0	0,326	0,0%	609,9	Rotura dúctil
	26,2	0,326	0,0%	610,1	Rotura dúctil
76,6	23,8	0,339	+ 3,9%	633,9	Rotura dúctil
	25,0	0,339	+ 4,1%	634,8	Rotura dúctil
	26,2	0,339	+ 4,0%	634,2	Rotura dúctil

Quadro 3.72 - Valores obtidos para a secção da viga de dimensões $h = 80$ cm e $b = 25$ cm aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	$\%_{\text{erro}, \mu}$	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
73,7	24,3	0,308	- 3,1%	618,0	Rotura dúctil
	25,0	0,309	- 2,9%	619,0	Rotura dúctil
	25,7	0,309	- 2,9%	619,3	Rotura dúctil
74,9 (secção de referência)	24,3	0,317	- 0,2%	636,1	Rotura dúctil
	25,0	0,318	0,0%	637,6	Rotura dúctil
	25,7	0,318	0,0%	637,4	Rotura dúctil
76,1	24,3	0,327	+ 2,8%	655,2	Rotura dúctil
	25,0	0,327	+ 2,8%	655,3	Rotura dúctil
	25,7	0,327	+ 2,8%	655,5	Rotura dúctil

Terminada a apresentação dos resultados obtidos para as secções das vigas procede-se de seguida à análise dos mesmos.

3.4.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

No presente subcapítulo, e tendo como objetivo avaliar a influência das tolerâncias na resistência das secções de vigas, apresenta-se uma análise comparativa dos resultados obtidos para as diferentes secções em estudo.

Nas Figuras 3.6 a 3.11 traçaram-se os gráficos das relações entre o momento reduzido e a altura útil da secção para três percentagens de armadura, considerando os desvios geométricos permitidos pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2. Ao analisar as figuras é possível concluir que ao aplicar os desvios apenas à largura da secção resulta um impacto quase nulo na resistência da secção, isto porque o valor do momento reduzido não sofre grande alteração comparativamente com o valor obtido para a secção de referência, pelo que as retas dos gráficos se mantêm muito próximas.

Quando se aplicam os desvios à altura útil da secção, regista-se uma variação da resistência, representada através da inclinação das retas dos gráficos, dado que ao alterar o valor da altura útil é-se conduzido a uma variação do momento resistente.

A influência das tolerâncias na resistência da secção diminui com o aumento da largura e com o aumento da altura da secção. Note-se que a diminuição da influência das tolerâncias

é maior no caso do aumento da altura da secção uma vez que a resistência da secção varia com a altura útil ao quadrado segundo a fórmula (3.6).

À medida que a percentagem de armadura aumenta verifica-se que a inclinação das retas dos gráficos aumenta, porque ao aumentar a percentagem de armadura aumenta o valor do momento resistente mas a altura útil tem tendência a diminuir, pelo que aumenta a variação do momento reduzido da secção face à secção de referência (fórmula (3.6)). Assim sendo, a influência das tolerâncias na resistência da secção aumenta com o aumento da percentagem de armadura.

Apesar de se ter optado por não apresentar os valores obtidos para a secção muito armada apenas com armadura de tração, uma vez que apresentava uma rotura frágil, é importante referir, e de modo a poder compreender a influência da armadura de compressão, que a influência das tolerâncias na resistência da secção neste tipo de secções aumentava quase o dobro em relação às secções razoavelmente armadas.

Ao colocar armadura de compressão na secção, mantendo a percentagem de armadura de 2% estabelecida inicialmente para a secção muito armada, verificou-se que houve um aumento da influência das tolerâncias na resistência da secção comparativamente com os valores obtidos para as secções razoavelmente armadas. No entanto, esse aumento não foi tão expressivo como o registado quando apenas se colocou armadura de tração na secção, uma vez que ao colocar armadura de compressão conduziu à colocação de menor armadura de tração pelo que a altura útil diminuiu ligeiramente em relação à secção razoavelmente armada.

Comparando as figuras onde consta a influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 com as figuras onde se apresenta a influência das tolerâncias do Anexo A do EC2 conclui-se que as tolerâncias da norma NP EN 13670 têm maior impacto na resistência da secção, porque permitem uma maior variação do valor do momento reduzido daí que a inclinação das retas dos gráficos seja maior.

Em termos de percentagem, analisando os valores obtidos para a percentagem de erro do momento fletor reduzido da secção ($\%_{erro,\mu}$), verificou-se que para as secções em análise as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 permitem um aumento ou uma diminuição máxima da resistência da secção na ordem dos 7,2%. No que se refere às tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 estas têm uma influência máxima na resistência da secção em cerca de 4,6%, sendo de salientar que estes valores são registados para a secção com $h = 40$ cm e $b = 15$ cm (secção muito armada).

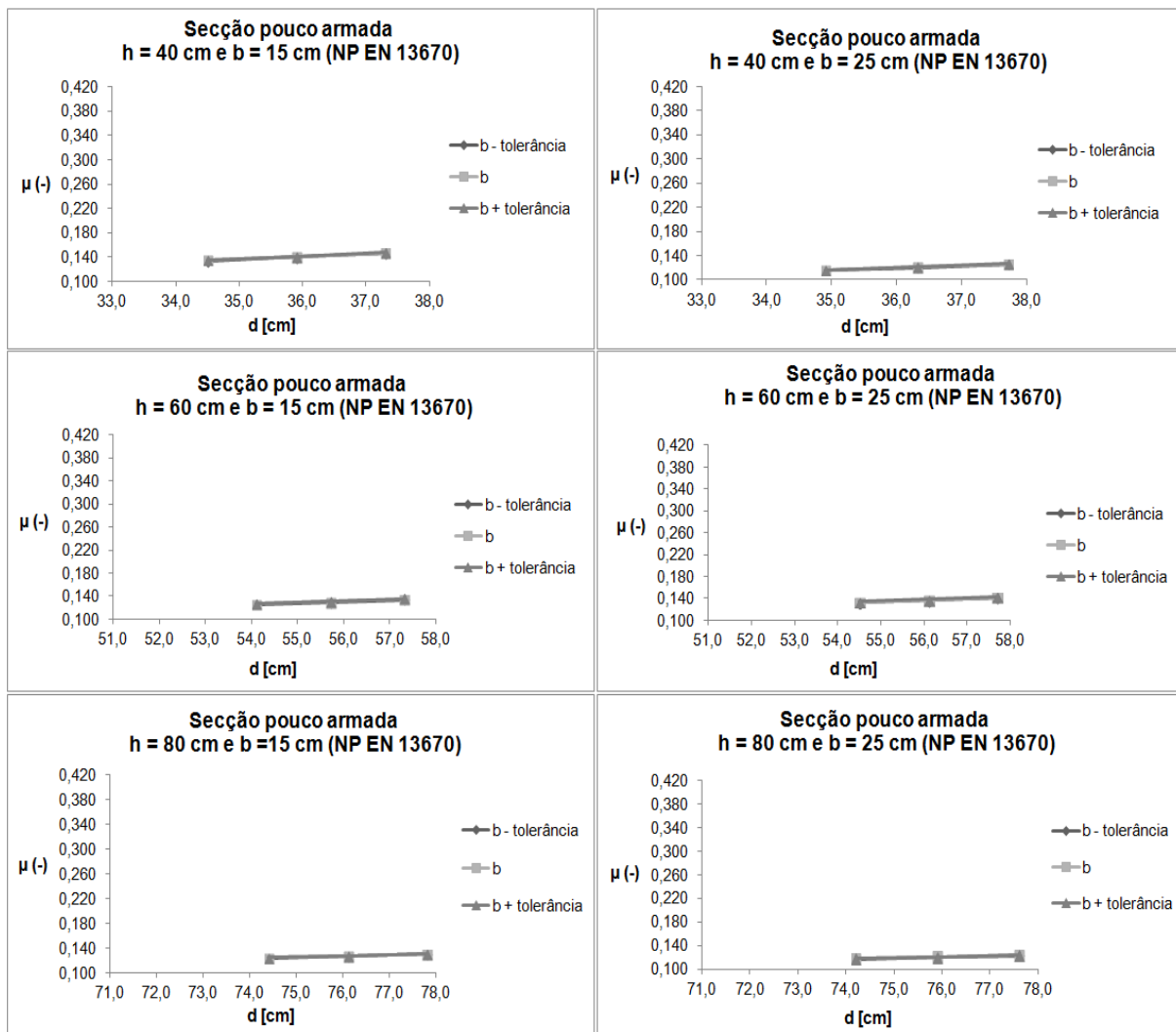


Figura 3.6 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções pouco armadas.

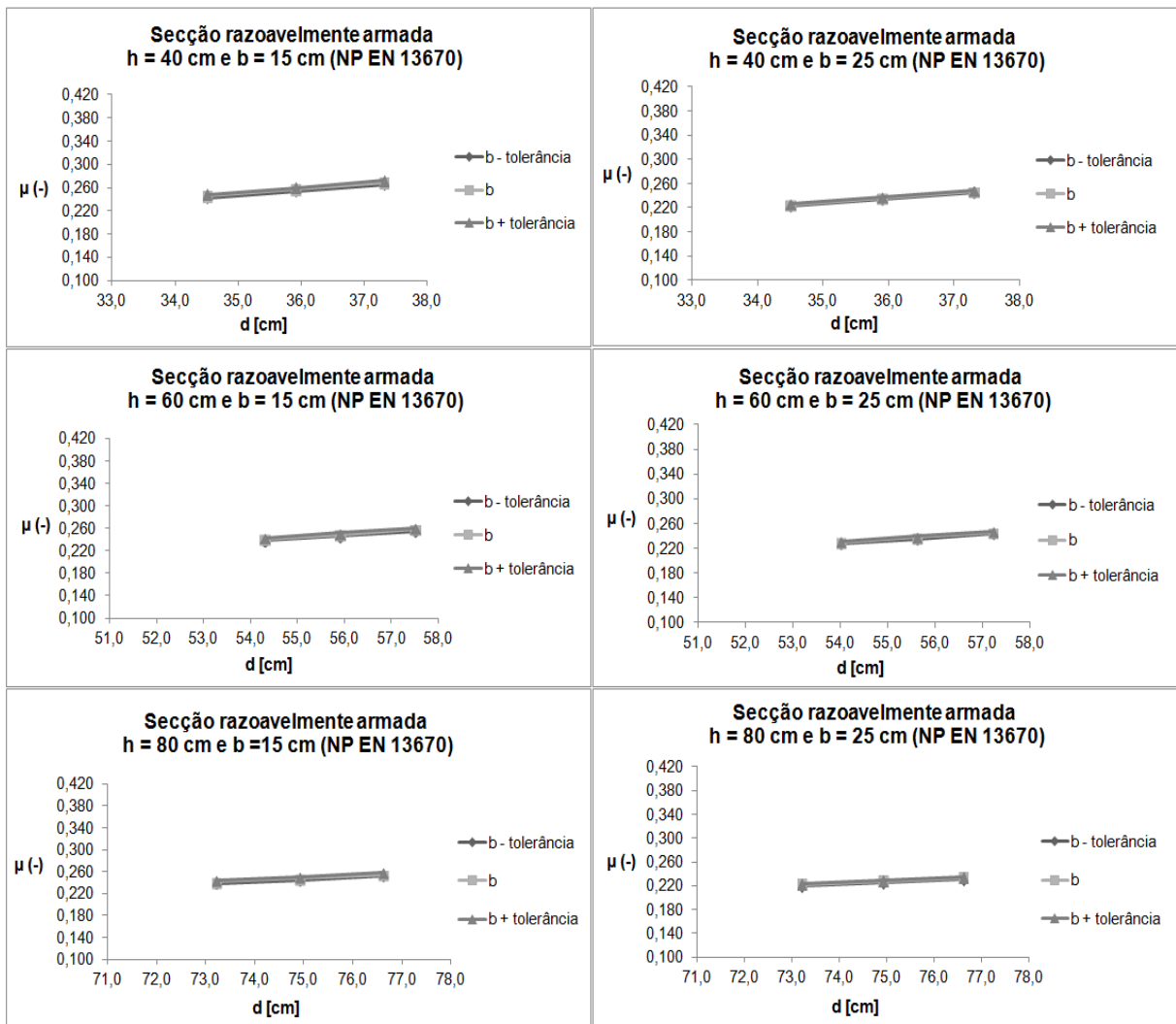


Figura 3.7 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções razoavelmente armadas.

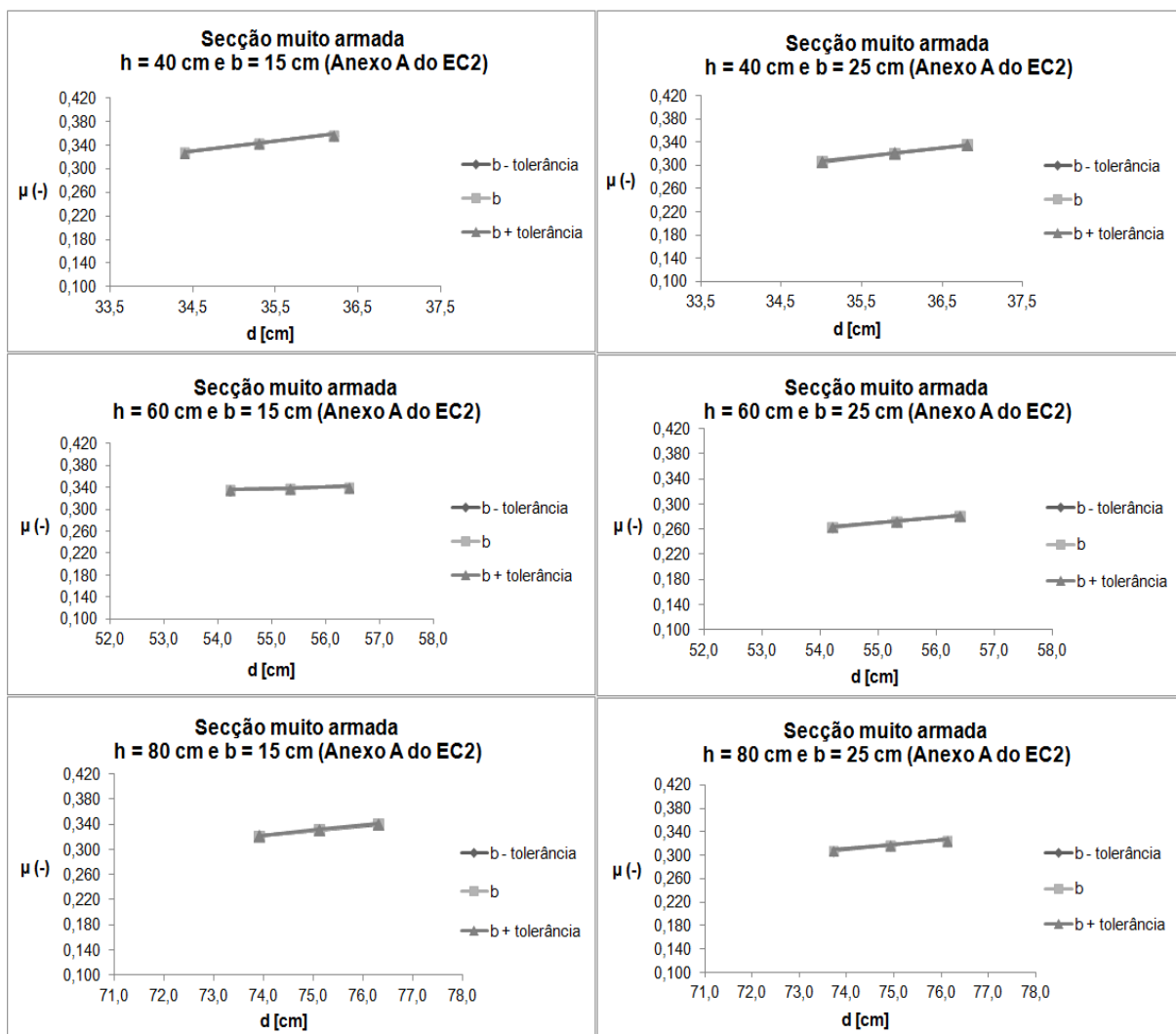


Figura 3.8 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções das vigas, considerando as secções muito armadas.

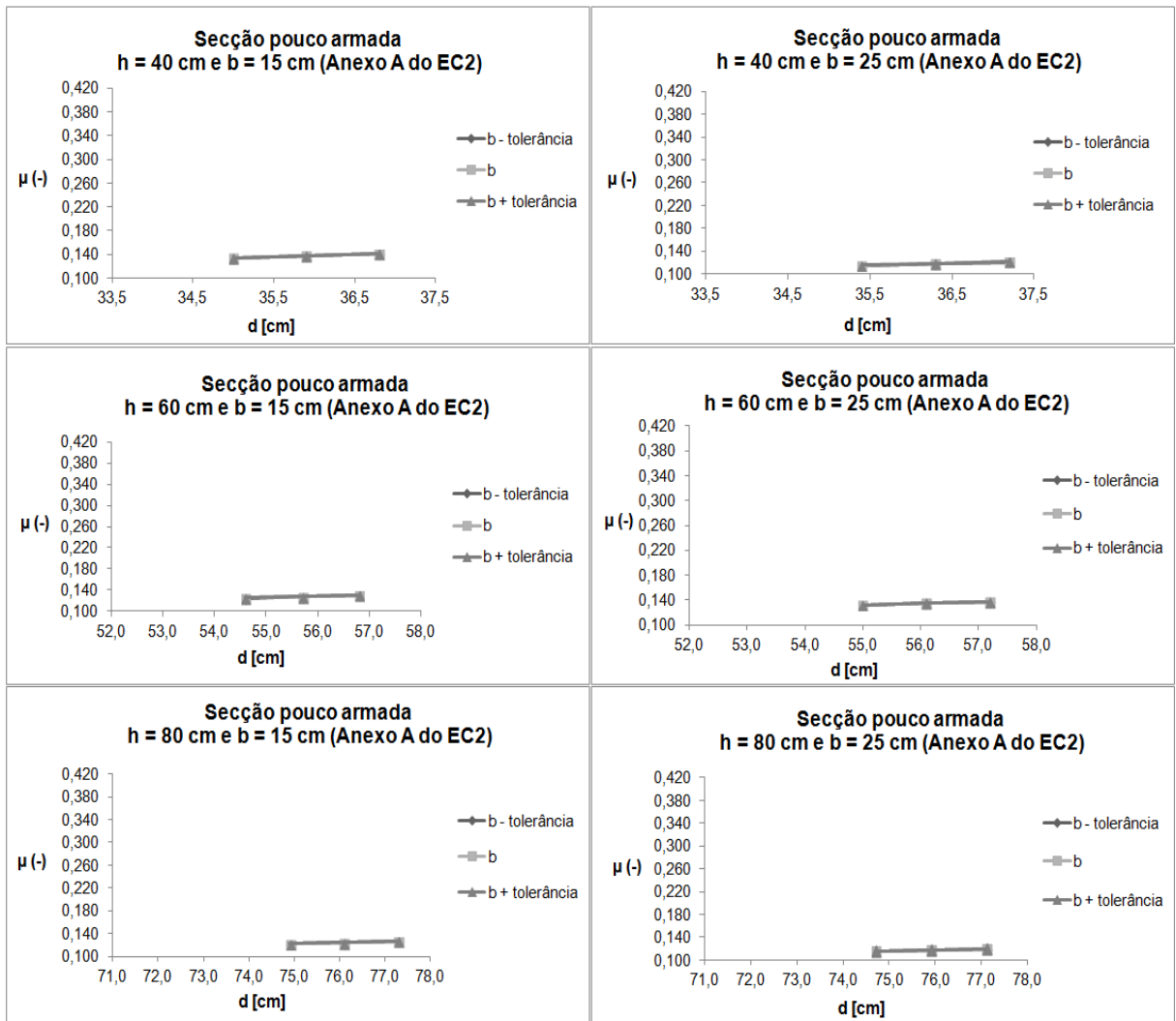


Figura 3.9 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções pouco armadas.

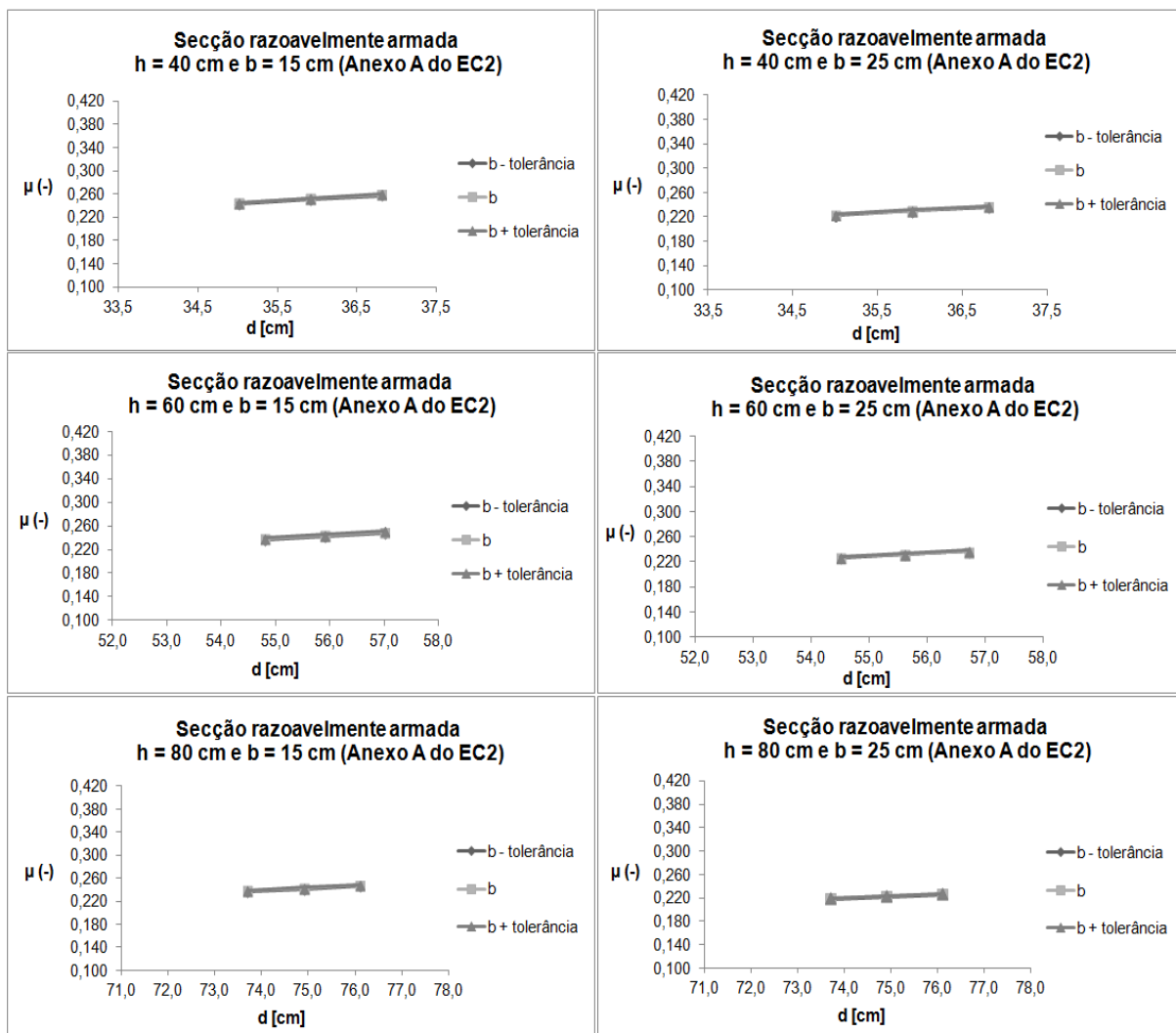


Figura 3.10 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções razoavelmente armadas.

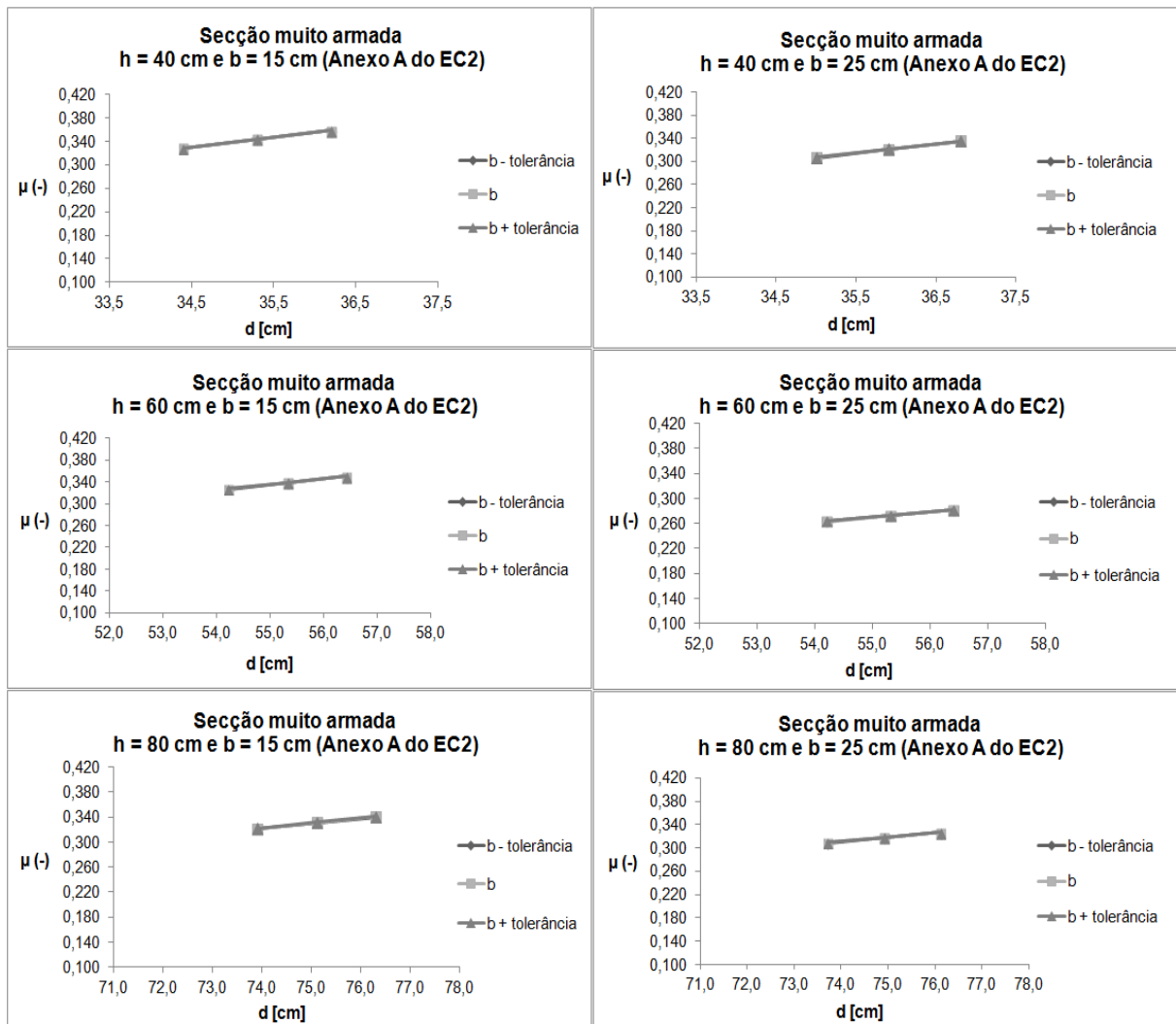


Figura 3.11 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções das vigas, considerando as secções muito armadas.

Em suma, pode-se concluir que:

- Tem maior influência na resistência da secção os desvios aplicados à altura útil;
- A influência das tolerâncias na resistência da secção diminui com o aumento das dimensões da secção, sendo essa diminuição maior quando se aumenta a altura;
- À medida que aumenta a percentagem de armadura da secção aumenta a influência das tolerâncias na resistência da secção;
- Ao colocar armadura de compressão na secção diminui a influência das tolerâncias na resistência da secção;
- As tolerâncias da norma NP EN 13670 têm maior impacto na resistência da secção do que as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

- Para as secções em estudo a influência máxima das tolerâncias na resistência das secções é de 7,2% no caso da norma NP EN 13670 e de cerca de 4,6% no caso das tolerâncias do Anexo A do EC2.

Concluída a análise da influência das tolerâncias na resistência das secções das vigas inicia-se o estudo das secções dos pilares, estudo esse que consta no subcapítulo subsequente.

3.5. SECÇÕES DOS PILARES SOLICITADAS À FLEXÃO COMPOSTA

Tendo como objetivo avaliar o nível de influência das tolerâncias na resistência das secções de pilares, apresentam-se seguidamente as dimensões consideradas para as secções, as propriedades dos materiais e os cálculos efetuados. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos e a respetiva análise.

3.5.1. DADOS CONSIDERADOS

3.5.1.1. Dimensões das secções

Para as secções dos pilares consideraram-se secções quadradas com as dimensões presentes no Quadro 3.73, procurando-se escolher, tal como nas secções das vigas, dimensões representativas dos elementos estruturais, bem como dimensões limite onde os erros possam ser mais significativos.

Quadro 3.73 - Dimensões consideradas para as secções transversais dos pilares.

Secção	h (cm)	b (cm)	Recobrimento (cm)	Diâmetro da cinta (cm)
1	20	20	2,0	0,6
2	30	30	2,0	0,6
3	40	40	2,0	0,6

3.5.1.2. Materiais

Na análise das secções dos pilares, tal como na análise das secções das vigas, considerou-se o betão C20/25 e o aço A400NR, cujas características se apresentam nos Quadros 3.4 e 3.5, presentes no subcapítulo 3.4.1.2 da presente dissertação, respetivamente.

3.5.1.3. Percentagem de armadura

Tal como para as secções das vigas, consideraram-se, para cada secção do pilar, três percentagens de armadura, as quais se encontram especificadas no Quadro 3.6 presente no subcapítulo 3.4.1.3 do presente trabalho.

3.5.2. CÁLCULOS EFETUADOS

Apresenta-se, de seguida, o procedimento adotado para a realização dos cálculos associados ao presente estudo.

3.5.2.1. Esforços resistentes da secção (esforço axial e momento fletor)

Admitiu-se que as secções estariam solicitadas à flexão composta e procedeu-se ao cálculo dos valores dos esforços resistentes, esforço axial e momento fletor, das secções dos pilares, como ilustrado na Figura 3.12. Neste sentido, houve a necessidade de calcular a área de armadura e a solução de pormenorização a adotar para a secção de referência. Para tal, aplicou-se um procedimento idêntico ao adotado nas secções das vigas (subcapítulo 3.4.2.1 da presente dissertação).

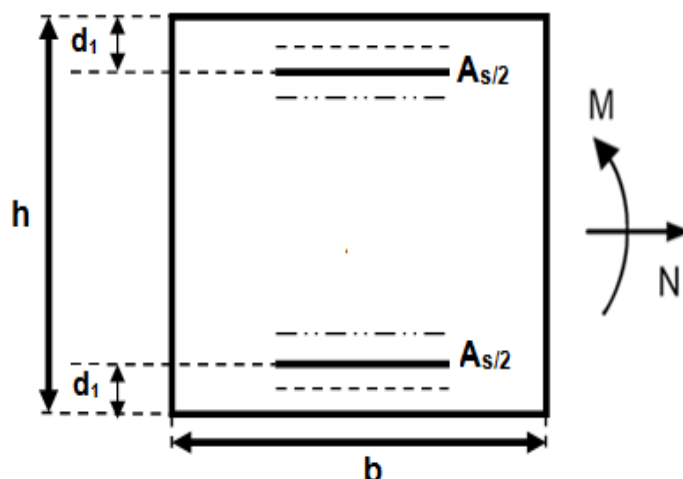


Figura 3.12 – Secção transversal do pilar.

Note-se que na escolha dos varões foi tido em atenção que, segundo o Anexo Nacional do EC2, a armadura longitudinal dos pilares não pode ser inferior a $\phi 10$ (aconselhando-se a adoção de diâmetros não inferiores a $\phi 12$) [22]. Além disso, a área de armadura obtida para a secção do pilar foi dividida por duas camadas.

Após a escolha da armadura e tendo em conta as dimensões da secção de referência, a pormenorização das armaduras e as relações constitutivas dos materiais representadas na Figura 3.5, o recurso ao programa *GALA Reinforcement*, permitiu obter o diagrama de rotura da secção (Figura 3.13), ao qual está associado um par de valores $N_{Rd} - M_{Rd}$ (esforços resistentes) [23].

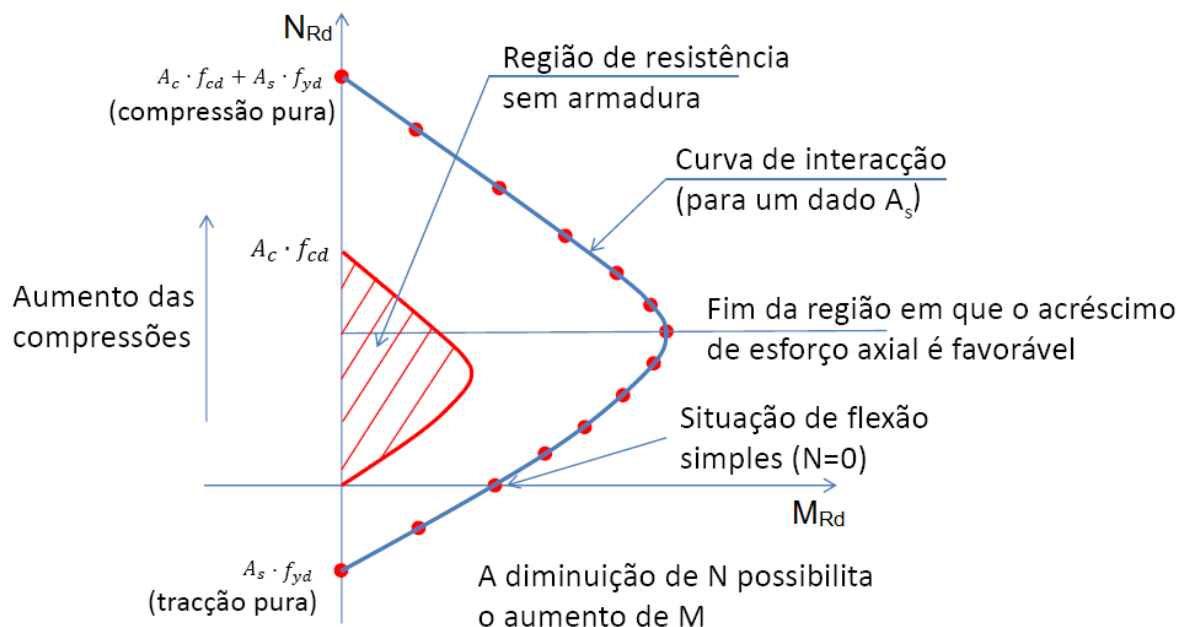


Figura 3.13 – Envolvente de esforços resistentes (adaptado de [23]).

Em seguida, fez-se variar a altura útil e a largura da secção de referência, aplicando os desvios, sistematicamente favoráveis e desfavoráveis, e obteve-se, para cada caso, o diagrama de rotura e, por conseguinte, os valores dos esforços resistentes (esforço axial e momento fletor).

3.5.2.2. Esforço axial reduzido e momento fletor reduzido

À semelhança do que se fez para as secções das vigas (flexão simples), também é possível adotar parâmetros adimensionais para secções à flexão composta. De modo a avaliar a influência das tolerâncias na resistência das secções dos pilares, aplicaram-se as expressões apresentadas seguidamente [23].

Esforço axial reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (3.10)$$

em que:

N_{Rd} – esforço axial resistente da secção (obtido através do programa de cálculo automático);

b – largura da secção de referência;

h – altura da secção de referência;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad (3.11)$$

em que:

M_{Rd} – momento resistente da secção (obtido através do programa de cálculo automático);

b – largura da secção de referência;

h – altura da secção de referência;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com os valores do esforço axial reduzido e do momento fletor reduzido, obtidos através da aplicação das fórmulas (3.10) e (3.11), representou-se, para cada caso, o diagrama de interação como ilustrado na Figura 3.14 (os diagramas de interação referentes aos casos de estudo encontram-se no subcapítulo 3.5.4 da presente dissertação).

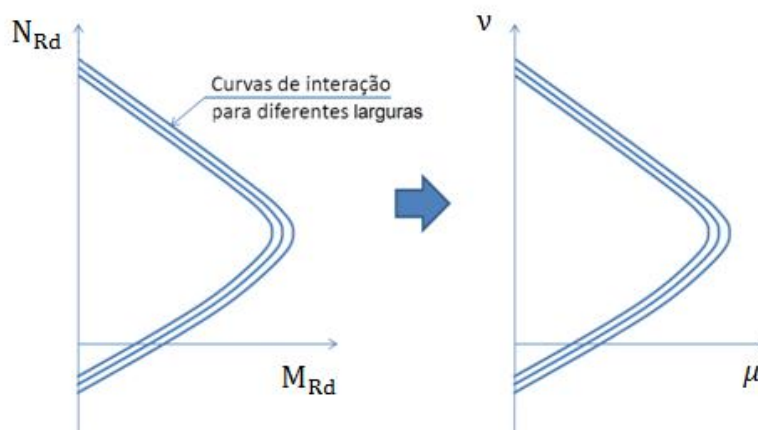


Figura 3.14 – Diagramas de interação (adaptado de [23]).

Além disso, com o valor do momento fletor reduzido, tal como nas secções das vigas, e de modo a uma melhor percepção da influência das tolerâncias na resistência das secções, determinou-se a percentagem de erro através da aplicação da fórmula (3.7), presente no subcapítulo 3.4.2.2 da presente dissertação.

Os resultados obtidos para as secções dos pilares em análise, e aplicando o processo descrito anteriormente, encontram-se apresentados no subcapítulo seguinte.

3.5.3. RESULTADOS OBTIDOS

Em seguida apresentam-se os resultados obtidos para as secções dos pilares. De forma a facilitar a leitura, optou-se por apresentar apenas uma síntese dos cálculos, sendo dado destaque aos valores obtidos para os pontos notáveis. Salienta-se que o processo descrito no subcapítulo 3.5.2 foi aplicado a todas as secções em estudo, considerando-se para cada uma delas as três percentagens de armadura admitidas (subcapítulo 3.5.1.3).

3.5.3.1. Secção: $h = 20$ cm e $b = 20$ cm

Os desvios geométricos a ter em conta na secção do pilar em questão constam no Quadro 3.74, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 presentes no subcapítulo 3.3 da presente dissertação.

Quadro 3.74 - Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm.

Coeficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,1	1,0
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,6	0,5

Ao considerar a secção do pilar pouco armada obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.75, 3.76 e 3.77).

Quadro 3.75 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
0,5	20,0	16,9	1,69	4 ϕ 10 (3,14 cm ²)

Quadro 3.76 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

b ± Δb (cm)	18,9			20,0			21,1		
d ± Δd (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
15,9	1,14	0,000	0,0%	1,20	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,112	-15,2%	0,80	0,126	- 4,5%	0,80	0,140	+ 6,1%
	0,40	0,170	-11,0%	0,40	0,176	- 8,1%	0,40	0,184	- 3,7%
	0,00	0,078	- 4,0%	0,00	0,079	- 3,3 %	0,00	0,079	- 2,3%
	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%
16,9	1,14	0,000	0,0%	1,20	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,116	-12,1%	0,80	0,132	0,0%	0,80	0,146	+10,6%
	0,40	0,184	- 3,7%	0,40	0,191	0,0%	0,40	0,197	+ 3,1%
	0,00	0,081	- 0,6%	0,00	0,081	0,0%	0,00	0,082	+ 0,5%
	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%
17,9	1,14	0,000	0,0%	1,20	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,122	- 7,6%	0,80	0,138	+ 4,5%	0,80	0,153	+15,9%
	0,40	0,194	+ 1,6%	0,40	0,201	+ 5,0%	0,40	0,207	+ 8,4%
	0,00	0,086	+ 5,4%	0,00	0,086	+ 5,7%	0,00	0,086	+ 5,9%
	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%	-0,21	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.77 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	19,4			20,0			20,6		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
16,4	1,16	0,000	0,0%	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%
	0,80	0,120	- 7,7%	0,80	0,128	- 1,5%	0,80	0,135	+ 3,8%
	0,40	0,178	- 5,8%	0,40	0,182	- 3,7%	0,40	0,186	- 1,6%
	0,00	0,078	- 2,2%	0,00	0,078	- 1,8%	0,00	0,078	- 1,5%
	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%
16,9	1,16	0,000	0,0%	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%
	0,80	0,122	- 6,2%	0,80	0,130	0,0%	0,80	0,138	+ 6,2%
	0,40	0,185	- 2,1%	0,40	0,189	0,0%	0,40	0,192	+ 1,6%
	0,00	0,079	- 0,3%	0,00	0,080	0,0%	0,00	0,080	+ 0,4%
	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%
17,4	1,16	0,000	0,0%	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%
	0,80	0,125	- 3,8%	0,80	0,133	+ 2,3%	0,80	0,141	+ 8,5%
	0,40	0,190	+ 0,5%	0,40	0,194	+ 2,6%	0,40	0,197	+ 4,4%
	0,00	0,081	+ 2,4%	0,00	0,082	+ 2,5%	0,00	0,082	+ 2,7%
	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%	-0,20	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Seguidamente apresentam-se os resultados da secção do pilar razoavelmente armada (Quadros 3.78, 3.79 e 3.80).

Quadro 3.78 - Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
1,0	20,0	16,8	3,36	4 ϕ 12 (4,52 cm ²)

Quadro 3.79 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	18,9			20,0			21,1		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}
15,8	1,23	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,34	0,000	0,0%
	0,80	0,133	-14,7%	0,80	0,147	- 6,0%	0,80	0,160	+ 2,6%
	0,40	0,197	- 9,4%	0,40	0,203	- 6,6 %	0,40	0,209	- 3,7%
	0,00	0,105	- 6,4%	0,00	0,106	- 5,4%	0,00	0,107	- 4,6%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%
16,8	1,23	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,34	0,000	0,0%
	0,80	0,141	- 9,6%	0,80	0,156	0,0%	0,80	0,170	+ 9,0%
	0,40	0,211	- 2,8%	0,40	0,217	0,0%	0,40	0,223	+ 2,8%
	0,00	0,111	- 0,6%	0,00	0,112	0,0%	0,00	0,113	+ 0,5%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%
17,8	1,23	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,34	0,000	0,0%
	0,80	0,150	- 3,8%	0,80	0,165	+ 5,8%	0,80	0,180	+15,4%
	0,40	0,225	+ 3,6%	0,40	0,233	+ 7,3%	0,40	0,240	+10,7%
	0,00	0,120	+ 7,1%	0,00	0,120	+ 7,3%	0,00	0,121	+ 7,6%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.80 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	19,4			20,0			20,6		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ
16,3	1,25	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,31	0,000	0,0%
	0,80	0,142	- 7,2%	0,80	0,149	- 2,4%	0,80	0,157	+ 2,6%
	0,40	0,204	- 4,6%	0,40	0,208	- 3,1%	0,40	0,211	- 1,4%
	0,00	0,106	- 3,3%	0,00	0,106	- 2,8%	0,00	0,107	- 2,6%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%
16,8	1,25	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,31	0,000	0,0%
	0,80	0,146	- 4,6%	0,80	0,153	0,0%	0,80	0,161	+ 5,2%
	0,40	0,211	- 1,6%	0,40	0,214	0,0%	0,40	0,218	+ 1,5%
	0,00	0,109	- 0,2%	0,00	0,110	0,0%	0,00	0,110	+ 0,3%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%
17,3	1,25	0,000	0,0%	1,28	0,000	0,0%	1,31	0,000	0,0%
	0,80	0,150	- 2,0%	0,80	0,158	+ 3,3%	0,80	0,166	+ 8,5%
	0,40	0,218	+ 1,5%	0,40	0,221	+ 3,0%	0,40	0,224	+ 4,7%
	0,00	0,113	+ 3,3%	0,00	0,113	+ 3,4%	0,00	0,114	+ 3,6%
	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%	-0,29	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Por último, apresentam-se os resultados obtidos considerando a secção do pilar muito armada (Quadros 3.81, 3.82 e 3.83).

Quadro 3.81 - Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm: armadura da secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura
2,0	20,0	16,8	6,72	6 ϕ 12 (6,79 cm ²)

Quadro 3.82 - Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	18,9			20,0			21,1		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}
15,8	1,37	0,000	0,0%	1,43	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,169	-14,2%	0,80	0,182	- 7,6%	0,80	0,194	- 1,5%
	0,40	0,235	-12,6%	0,40	0,242	- 9,8%	0,40	0,247	- 8,0%
	0,00	0,148	- 8,7%	0,00	0,149	- 8,0%	0,00	0,151	- 7,3%
	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%
16,8	1,37	0,000	0,0%	1,43	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,183	- 7,1%	0,80	0,197	0,0%	0,80	0,211	+ 7,1%
	0,40	0,261	- 2,6%	0,40	0,269	0,0%	0,40	0,275	+ 2,4%
	0,00	0,162	- 0,2%	0,00	0,163	0,0%	0,00	0,163	+ 0,5%
	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%
17,8	1,37	0,000	0,0%	1,43	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,198	+ 0,5%	0,80	0,213	+ 8,1%	0,80	0,228	+15,7%
	0,40	0,283	+ 5,5%	0,40	0,290	+ 7,8%	0,40	0,296	+10,2%
	0,00	0,178	+ 9,3%	0,00	0,178	+ 9,4%	0,00	0,178	+ 9,7%
	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%	-0,44	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.83 – Pilar de dimensões $h = 20$ cm e $b = 20$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	19,4			20,0			20,6		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ
16,3	1,39	0,000	0,0%	1,42	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%
	0,80	0,179	- 7,7%	0,80	0,186	- 4,1%	0,80	0,193	- 0,5%
	0,40	0,247	- 6,6%	0,40	0,250	- 5,6%	0,40	0,255	- 3,7%
	0,00	0,152	- 4,4%	0,00	0,153	- 4,1%	0,00	0,153	- 3,9%
	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%
16,8	1,39	0,000	0,0%	1,42	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%
	0,80	0,186	- 4,1%	0,80	0,194	0,0%	0,80	0,201	+ 3,6%
	0,40	0,260	- 1,5%	0,40	0,264	0,0%	0,40	0,268	+ 1,4%
	0,00	0,159	- 0,1%	0,00	0,159	0,0%	0,00	0,159	+ 0,3%
	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%
17,3	1,39	0,000	0,0%	1,42	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%
	0,80	0,193	- 0,5%	0,80	0,202	+ 4,1%	0,80	0,209	+ 7,7%
	0,40	0,272	+ 2,8%	0,40	0,275	+ 4,1%	0,40	0,279	+ 5,4%
	0,00	0,166	+ 4,4%	0,00	0,166	+ 4,5%	0,00	0,166	+ 4,6%
	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%	-0,43	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

3.5.3.2. Secção: $h = 30$ cm e $b = 30$ cm

Relativamente à secção do pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.84, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 constantes no subcapítulo 3.3.

Quadro 3.84 - Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm.

Coefficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,3	1,2
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,8	0,7

Considerando a secção do pilar pouco armada obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.85, 3.86 e 3.87.

Quadro 3.85 - Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
0,5	30,0	26,8	4,02	4 ϕ 12 (4,52 cm ²)

Quadro 3.86 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	28,7			30,0			31,3		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
25,6	1,08	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,17	0,000	0,0%
	0,80	0,098	-14,0%	0,80	0,111	- 3,0%	0,80	0,123	+ 7,9%
	0,40	0,161	- 6,4%	0,40	0,167	- 3,0%	0,40	0,172	0,0%
	0,00	0,054	- 3,3%	0,00	0,054	- 2,9%	0,00	0,054	- 2,5%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
26,8	1,08	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,17	0,000	0,0%
	0,80	0,101	-12,0%	0,80	0,114	0,0%	0,80	0,126	+10,5%
	0,40	0,167	- 2,9%	0,40	0,172	0,0%	0,40	0,177	+ 2,9%
	0,00	0,055	- 0,3%	0,00	0,056	0,0%	0,00	0,056	+ 0,2%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
28,0	1,08	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,17	0,000	0,0%
	0,80	0,104	- 9,4%	0,80	0,117	+ 2,6%	0,80	0,130	+14,0%
	0,40	0,172	0,0%	0,40	0,177	+ 3,0%	0,40	0,182	+ 5,9%
	0,00	0,058	+ 4,7%	0,00	0,058	+ 4,7%	0,00	0,058	+ 4,9%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.87 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	29,2			30,0			30,8		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
26,1	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,103	- 8,8%	0,80	0,111	- 1,8%	0,80	0,119	+ 5,3%
	0,40	0,164	- 3,5%	0,40	0,168	- 1,7%	0,40	0,171	+ 0,1%
	0,00	0,053	- 2,0%	0,00	0,053	- 1,9%	0,00	0,053	- 1,7%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
26,8	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,105	- 7,1%	0,80	0,113	0,0%	0,80	0,121	+ 7,1%
	0,40	0,167	- 1,8%	0,40	0,170	0,0%	0,40	0,173	+ 1,7%
	0,00	0,054	- 0,1%	0,00	0,054	0,0%	0,00	0,054	+ 0,2%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
27,5	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,107	- 5,3%	0,80	0,114	+ 0,9%	0,80	0,122	+ 8,0%
	0,40	0,170	- 0,1%	0,40	0,173	+ 1,8%	0,40	0,176	+ 3,5%
	0,00	0,056	+ 2,5%	0,00	0,056	+ 2,5%	0,00	0,056	+ 2,6%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Para a secção do pilar razoavelmente armada obtiveram-se os seguintes resultados (Quadros 3.88, 3.89 e 3.90).

Quadro 3.88 - Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
1,0	30,0	26,6	7,98	4 ϕ 16 (8,04 cm ²)

Quadro 3.89 - Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	28,7			30,0			31,3		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ
25,4	1,18	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,128	-12,1%	0,80	0,140	-3,4%	0,80	0,151	+4,1%
	0,40	0,193	-7,8%	0,40	0,199	-5,0%	0,40	0,205	-2,3%
	0,00	0,091	-5,0%	0,00	0,091	-4,7%	0,00	0,092	-4,3%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%
26,6	1,18	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,133	-8,3%	0,80	0,145	0,0%	0,80	0,157	+7,8%
	0,40	0,205	-2,5%	0,40	0,210	0,0%	0,40	0,215	+2,4%
	0,00	0,095	-0,1%	0,00	0,096	0,0%	0,00	0,096	+0,3%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%
27,8	1,18	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,139	-4,6%	0,80	0,152	+4,6%	0,80	0,164	+12,6%
	0,40	0,214	+1,9%	0,40	0,219	+4,3%	0,40	0,224	+6,8%
	0,00	0,101	+6,0%	0,00	0,101	+6,1%	0,00	0,102	+6,2%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.90 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	29,2			30,0			30,8		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
25,9	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,133	- 7,8%	0,80	0,140	- 2,1%	0,80	0,147	+ 1,9%
	0,40	0,198	- 4,5%	0,40	0,202	- 2,8%	0,40	0,205	- 1,1%
	0,00	0,091	- 3,0%	0,00	0,091	- 2,8%	0,00	0,091	- 2,7%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%
26,6	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,136	- 5,8%	0,80	0,143	0,0%	0,80	0,151	+ 4,6%
	0,40	0,204	- 1,5%	0,40	0,207	0,0%	0,40	0,211	+ 1,5%
	0,00	0,093	- 0,1%	0,00	0,093	0,0%	0,00	0,094	+ 0,3%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%
27,3	1,19	0,000	0,0%	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%
	0,80	0,139	- 3,7%	0,80	0,147	+ 2,8%	0,80	0,155	+ 7,4%
	0,40	0,210	+ 1,0%	0,40	0,213	+2,5%	0,40	0,216	+ 4,0%
	0,00	0,096	+ 3,3%	0,00	0,097	+3,4%	0,00	0,097	+ 3,5%
	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%	-0,23	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Finalmente procede-se à apresentação dos valores da secção do pilar muito armada (Quadros 3.91, 3.92 e 3.93).

Quadro 3.91 - Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm: armadura da secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
2,0	30,0	26,6	15,96	8 ϕ 16 (16,08 cm ²)

Quadro 3.92 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	28,7			30,0			31,3		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
25,4	1,40	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,49	0,000	0,0%
	0,80	0,195	-11,4	0,80	0,206	-6,4%	0,80	0,217	-1,4%
	0,40	0,274	-7,9%	0,40	0,280	-6,1%	0,40	0,285	-4,4%
	0,00	0,172	-7,4%	0,00	0,173	-7,1%	0,00	0,173	-6,9%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%
26,6	1,40	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,49	0,000	0,0%
	0,80	0,208	-5,5%	0,80	0,220	0,0%	0,80	0,232	+5,5%
	0,40	0,293	-1,7%	0,40	0,298	0,0%	0,40	0,303	+1,6%
	0,00	0,186	-0,2%	0,00	0,186	0,0%	0,00	0,186	+0,1%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%
27,8	1,40	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,49	0,000	0,0%
	0,80	0,222	+0,9%	0,80	0,235	+6,8%	0,80	0,247	+12,3%
	0,40	0,311	+4,3%	0,40	0,316	+6,1%	0,40	0,321	+7,8%
	0,00	0,200	+7,6%	0,00	0,200	+7,6%	0,00	0,201	+7,7%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.93 – Pilar de dimensões $h = 30$ cm e $b = 30$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	29,2			30,0			30,8		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
25,9	1,41	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%
	0,80	0,201	- 6,9%	0,80	0,208	- 3,7%	0,80	0,215	- 0,5%
	0,40	0,279	- 4,7%	0,40	0,283	- 3,5%	0,40	0,286	- 2,5%
	0,00	0,174	- 4,3%	0,00	0,174	- 4,2%	0,00	0,174	- 4,0%
	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%
26,6	1,41	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%
	0,80	0,208	- 3,7%	0,80	0,216	0,0%	0,80	0,223	+ 3,2%
	0,40	0,290	- 1,0%	0,40	0,293	0,0%	0,40	0,296	+ 1,1%
	0,00	0,181	- 0,2%	0,00	0,182	0,0%	0,00	0,182	+ 0,1%
	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%
27,3	1,41	0,000	0,0%	1,44	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%
	0,80	0,217	+ 0,5%	0,80	0,224	+ 3,7%	0,80	0,232	+ 7,4%
	0,40	0,300	+ 2,4%	0,40	0,304	+ 3,5%	0,40	0,306	+ 4,5%
	0,00	0,190	+ 4,3%	0,00	0,190	+ 4,3%	0,00	0,190	+ 4,5%
	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%	-0,46	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

3.5.3.3. Secção: $h = 40$ cm e $b = 40$ cm

Quanto à secção do pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm, e tendo em conta os valores presentes nos Quadros 3.1 e 3.2, consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.94.

Quadro 3.94 - Desvios geométricos admissíveis para a secção do pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm.

Coeficientes parciais dos materiais:	Norma	$\pm \Delta b$ (cm)	$\pm \Delta d$ (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,5	1,4
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	1,0	0,9

Nos Quadros 3.95, 3.96 e 3.97 constam os resultados que se obtiveram considerando a secção do pilar pouco armada.

Quadro 3.95 - Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm: armadura da secção pouco armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	Armadura
0,5	40,0	36,6	7,32	4 ϕ 16 (8,04 cm ²)

Quadro 3.96 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	38,5			40,0			41,5		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}
35,2	1,09	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,16	0,000	0,0%
	0,80	0,102	-12,4%	0,80	0,113	- 3,0%	0,80	0,123	+ 5,6%
	0,40	0,166	- 5,1%	0,40	0,170	- 2,7%	0,40	0,174	- 0,1%
	0,00	0,055	- 3,8%	0,00	0,055	- 3,6%	0,00	0,055	- 3,3%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
36,6	1,09	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,16	0,000	0,0%
	0,80	0,104	-10,7%	0,80	0,116	0,0%	0,80	0,126	+ 8,2%
	0,40	0,170	- 2,6%	0,40	0,175	0,0%	0,40	0,179	+ 2,6%
	0,00	0,057	- 0,1%	0,00	0,057	0,0%	0,00	0,057	+ 0,1%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
38,0	1,09	0,000	0,0%	1,13	0,000	0,0%	1,16	0,000	0,0%
	0,80	0,107	- 8,1%	0,80	0,119	+ 2,1%	0,80	0,130	+11,6%
	0,40	0,175	+ 0,1%	0,40	0,179	+ 2,6%	0,40	0,184	+ 5,1%
	0,00	0,060	+ 4,5%	0,00	0,060	+ 4,7%	0,00	0,060	+ 4,8%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.97 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção pouco armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	39,0			40,0			41,0		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ
35,7	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,105	- 8,7%	0,80	0,113	- 1,7%	0,80	0,120	+ 4,3%
	0,40	0,167	- 3,4%	0,40	0,171	- 1,1%	0,40	0,173	0,0%
	0,00	0,054	- 2,6%	0,00	0,054	- 2,4%	0,00	0,054	- 2,3%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
36,6	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,107	- 7,0%	0,80	0,115	0,0%	0,80	0,122	+ 6,1%
	0,40	0,170	- 1,7%	0,40	0,173	0,0%	0,40	0,176	+ 1,7%
	0,00	0,056	- 0,2%	0,00	0,056	0,0%	0,00	0,056	0,0%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%
37,5	1,10	0,000	0,0%	1,12	0,000	0,0%	1,15	0,000	0,0%
	0,80	0,109	- 5,2%	0,80	0,116	+ 0,9%	0,80	0,124	+ 7,8%
	0,40	0,173	- 0,1%	0,40	0,176	+ 1,6%	0,40	0,179	+ 3,3%
	0,00	0,057	+ 2,8%	0,00	0,057	+ 2,8%	0,00	0,057	+ 2,8%
	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%	-0,13	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nos Quadros 3.98, 3.99 e 3.100 apresentam-se os resultados obtidos, considerando a secção do pilar razoavelmente armada.

Quadro 3.98 - Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm: armadura da secção razoavelmente armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura
1,0	40,0	36,6	14,64	8*16 (16,08 cm ²)

Quadro 3.99 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	38,5			40,0			41,5		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}	v (-)	μ (-)	%_{erro,μ}
35,2	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,29	0,000	0,0%
	0,80	0,143	-10,6%	0,80	0,153	- 4,4%	0,80	0,164	+ 2,5%
	0,40	0,214	- 6,4%	0,40	0,219	- 4,2%	0,40	0,224	- 2,0%
	0,00	0,106	- 5,3%	0,00	0,106	- 5,1%	0,00	0,106	- 4,9%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%
36,6	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,29	0,000	0,0%
	0,80	0,149	- 6,9%	0,80	0,160	0,0%	0,80	0,170	+ 6,3%
	0,40	0,224	- 2,0%	0,40	0,228	0,0%	0,40	0,233	+ 2,0%
	0,00	0,112	- 0,2%	0,00	0,112	0,0%	0,00	0,112	+ 0,2%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%
38,0	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,29	0,000	0,0%
	0,80	0,155	- 3,1%	0,80	0,166	+ 3,8%	0,80	0,178	+11,3%
	0,40	0,233	+ 2,0%	0,40	0,237	+ 3,9%	0,40	0,242	+ 6,0%
	0,00	0,118	+ 5,8%	0,00	0,118	+ 6,0%	0,00	0,118	+ 6,0%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.100 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção razoavelmente armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	39,0			40,0			41,0		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ	v (-)	μ (-)	%erro, μ
35,7	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,146	- 7,0%	0,80	0,154	- 1,9%	0,80	0,160	+ 1,9%
	0,40	0,216	- 4,2%	0,40	0,220	- 2,6%	0,40	0,223	- 1,1%
	0,00	0,105	- 3,3%	0,00	0,105	- 3,3%	0,00	0,106	- 3,1%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%
36,6	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,150	- 4,5%	0,80	0,157	0,0%	0,80	0,164	+ 4,5%
	0,40	0,223	- 1,4%	0,40	0,226	0,0%	0,40	0,229	+ 1,4%
	0,00	0,109	+ 0,1%	0,00	0,109	0,0%	0,00	0,109	+ 0,1%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%
37,5	1,22	0,000	0,0%	1,25	0,000	0,0%	1,27	0,000	0,0%
	0,80	0,154	- 1,9%	0,80	0,162	+ 3,2%	0,80	0,169	+ 7,6%
	0,40	0,228	+ 1,2%	0,40	0,231	+ 2,5%	0,40	0,234	+ 3,9%
	0,00	0,113	+ 3,7%	0,00	0,113	+ 3,7%	0,00	0,113	+ 3,8%
	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%	-0,26	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Em seguida constam os resultados alcançados ao considerar a secção do pilar muito armada (Quadros 3.101, 3.102 e 3.103).

Quadro 3.101 - Pilar de dimensões = 40 cm e $b = 40$ cm: armadura da secção muito armada.

ρ (%)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Armadura
2,0	40,0	36,1	28,88	6#25 (29,45 cm ²)

Quadro 3.102 - Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670.

$b \pm \Delta b$ (cm)	38,5			40,0			41,5		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
34,7	1,42	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%	1,50	0,000	0,0%
	0,80	0,208	-10,2%	0,80	0,218	- 5,8%	0,80	0,227	- 2,0%
	0,40	0,290	- 6,6%	0,40	0,294	- 5,3%	0,40	0,299	- 3,8%
	0,00	0,184	- 6,6%	0,00	0,185	- 6,3%	0,00	0,185	- 6,1%
	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%
36,1	1,42	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%	1,50	0,000	0,0%
	0,80	0,220	- 5,0%	0,80	0,231	0,0%	0,80	0,241	+ 4,0%
	0,40	0,306	- 1,3%	0,40	0,310	0,0%	0,40	0,315	+ 1,5%
	0,00	0,197	- 0,1%	0,00	0,197	0,0%	0,00	0,198	+ 0,1%
	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%
37,5	1,42	0,000	0,0%	1,46	0,000	0,0%	1,50	0,000	0,0%
	0,80	0,233	+ 0,6%	0,80	0,244	+ 5,6%	0,80	0,255	+10,1%
	0,40	0,322	+ 3,9%	0,40	0,327	+ 5,4%	0,40	0,331	+ 6,7%
	0,00	0,211	+ 6,9%	0,00	0,211	+ 6,8%	0,00	0,211	+ 6,9%
	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%	-0,48	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.103 – Pilar de dimensões $h = 40$ cm e $b = 40$ cm e secção muito armada: resultados aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2.

$b \pm \Delta b$ (cm)	39,0			40,0			41,0		
$d \pm \Delta d$ (cm)	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ	v (-)	μ (-)	%erro,μ
35,2	1,42	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,211	- 6,6%	0,80	0,218	- 3,5%	0,80	0,225	- 0,4%
	0,40	0,293	- 4,3%	0,40	0,295	- 3,4%	0,40	0,298	- 2,5%
	0,00	0,184	- 4,2%	0,00	0,185	- 4,1%	0,00	0,185	- 4,0%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%
36,1	1,42	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,219	- 3,1%	0,80	0,226	0,0%	0,80	0,233	+ 3,1%
	0,40	0,303	- 1,0%	0,40	0,306	0,0%	0,40	0,309	+ 0,9%
	0,00	0,193	+ 0,1%	0,00	0,193	0,0%	0,00	0,193	+ 0,1%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%
37,0	1,42	0,000	0,0%	1,45	0,000	0,0%	1,48	0,000	0,0%
	0,80	0,227	+ 0,4%	0,80	0,234	+ 3,5%	0,80	0,242	+ 7,1%
	0,40	0,313	+ 2,4%	0,40	0,316	+ 3,4%	0,40	0,319	+ 4,2%
	0,00	0,201	+ 4,4%	0,00	0,201	+ 4,4%	0,00	0,201	+ 4,3%
	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%	-0,47	0,000	0,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

3.5.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Com o objetivo de avaliar a influência das tolerâncias na resistência das secções de pilares, no presente subcapítulo procede-se à análise e comparação dos resultados obtidos para as diferentes secções em estudo.

Nas Figuras 3.15 a 3.20 encontram-se representados os diagramas de interação referentes às secções dos pilares em análise, sendo que os mesmos foram agrupados em função da percentagem de armadura e em função da norma em estudo.

A análise das Figuras 3.15 a 3.20 permite tecer os seguintes comentários:

- Quando se aplicam os desvios à altura útil da secção, verifica-se sempre uma variação na resistência. Importa salientar que a altura útil da secção é o parâmetro que assume principal relevância pois, mesmo quando se aplica o desvio favorável na largura da secção, a resistência diminui com a diminuição da altura útil;
- A aplicação das tolerâncias apenas à altura útil da secção não faz variar o valor do esforço axial reduzido resistente (v), dado que as dimensões da secção se mantêm inalteradas;
- Ao aumentar a largura da secção aumenta o valor do esforço axial reduzido último, ou seja, verifica-se o aumento do esforço normal resistente da secção porque a secção tem mais área de betão;
- Na aplicação dos desvios à largura da secção verifica-se uma maior influência das tolerâncias na resistência da secção para valores do esforço axial reduzido acima dos 0,4. Ou seja, verifica-se um maior distanciamento entre as diferentes curvas que compõem os diagramas de interação, isto porque acima dos 0,4 o acréscimo de esforço axial se revela desfavorável, como ilustrado na Figura 3.13;
- O efeito desfavorável do esforço axial para valores de esforço axial reduzido superiores a 0,4 revela-se igualmente na influência das tolerâncias com o aumento da taxa de armadura: tendem a diminuir para valores de v superiores a 0,4, e a aumentar para valores inferiores;
- A influência das tolerâncias na resistência diminui com o aumento das dimensões da secção. O aumento das dimensões da secção aumenta o valor dos esforços resistentes, diminuindo a variação do momento reduzido da secção face à secção de referência, fórmula (3.11);
- Ao comparar os diagramas de interação das Figuras 3.15 a 3.17 com os das Figuras 3.18 a 3.20 conclui-se que as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 têm maior impacto na resistência da secção do que as permitidas pelo Anexo A do EC2 (curvas mais afastadas entre si). Em termos de percentagem, e analisando os valores da percentagem de erro do momento fletor reduzido da secção ($\%_{erro,\mu}$) presentes no subcapítulo 3.5.3, conclui-se que para as secções em análise as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 têm uma influência máxima na resistência da secção na ordem dos 15,9%, enquanto que as do Anexo A do EC2 têm uma influência máxima na ordem dos 9,7%.

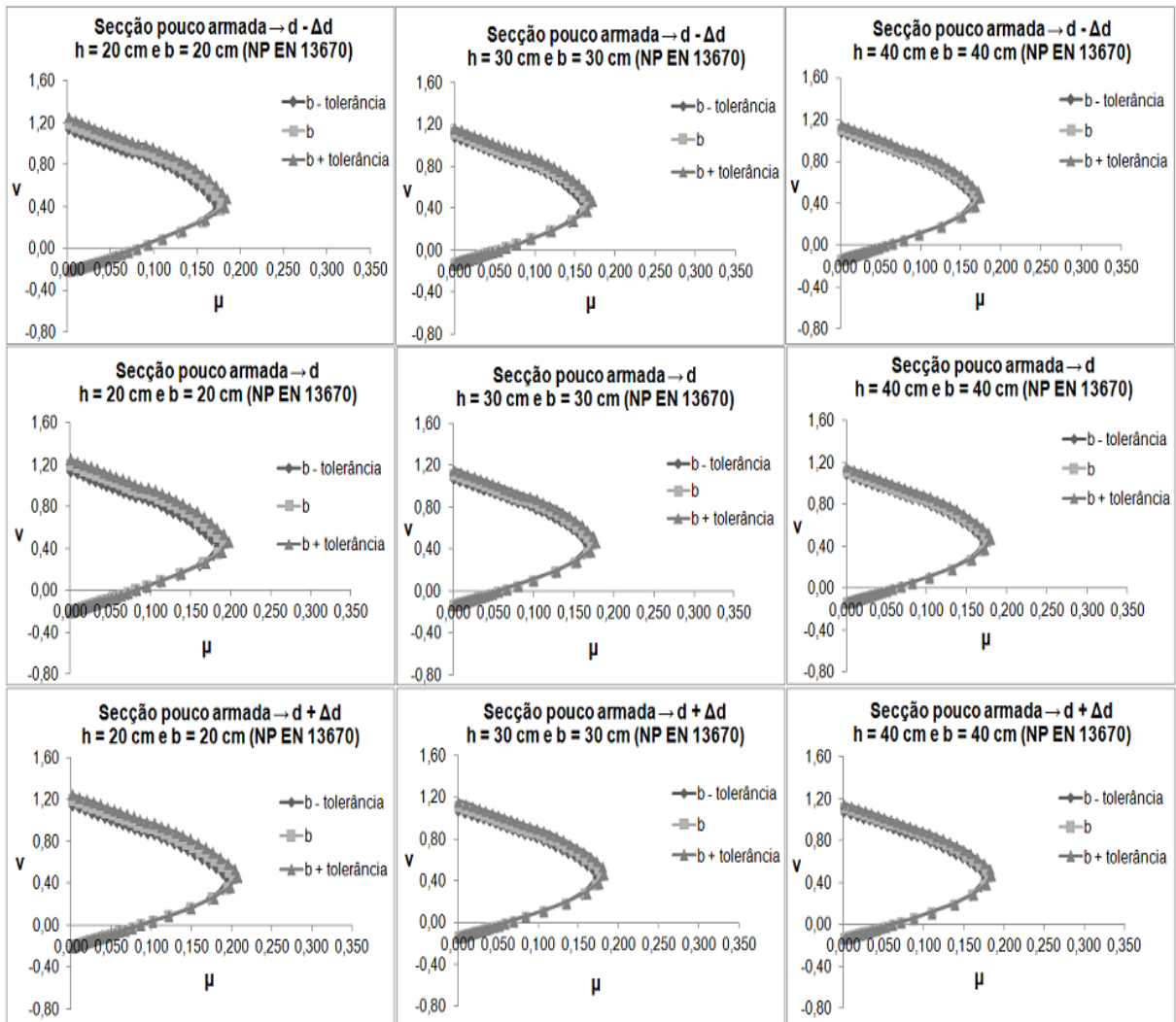


Figura 3.15 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções pouco armadas.

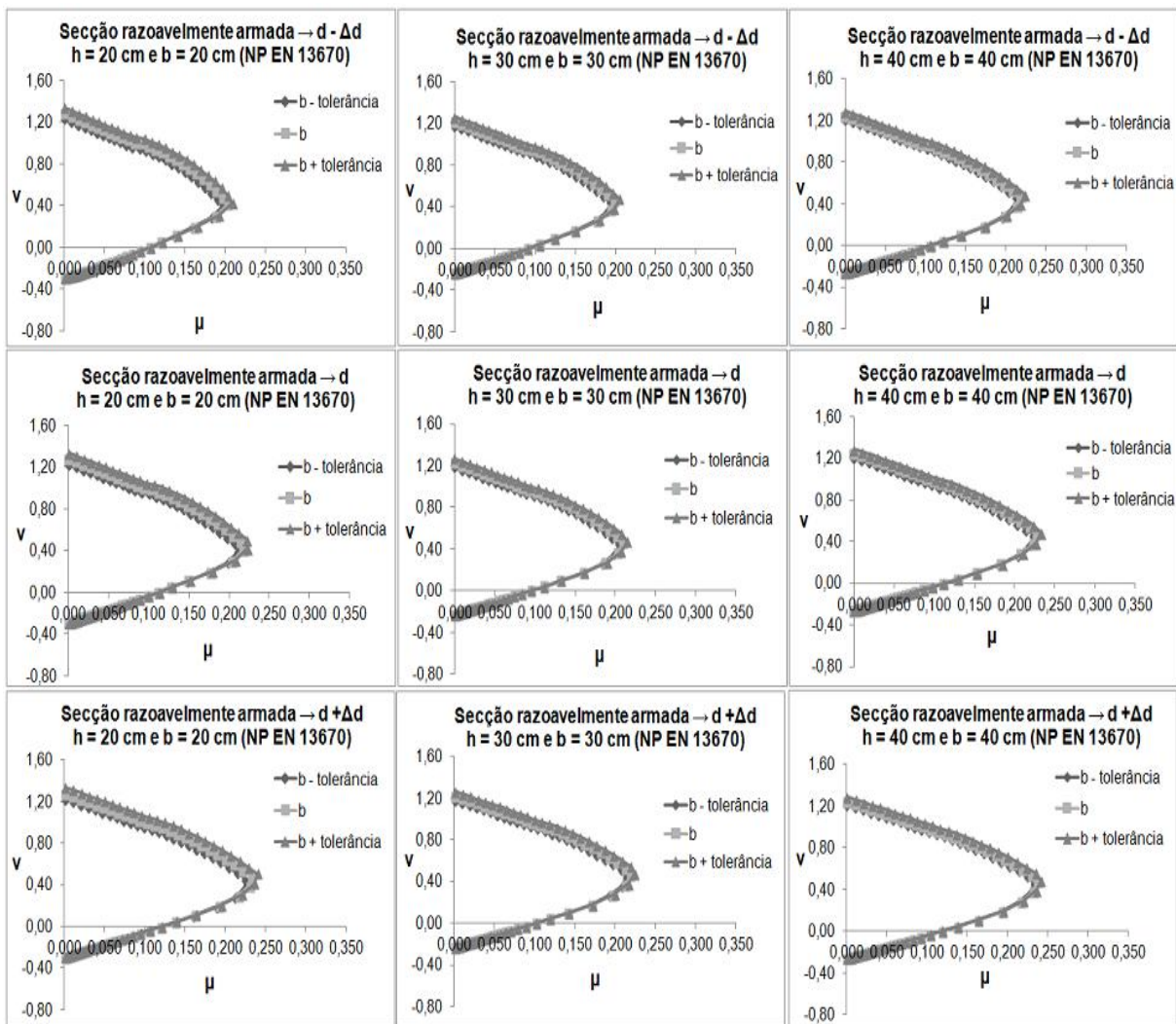


Figura 3.16 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções razoavelmente armadas.

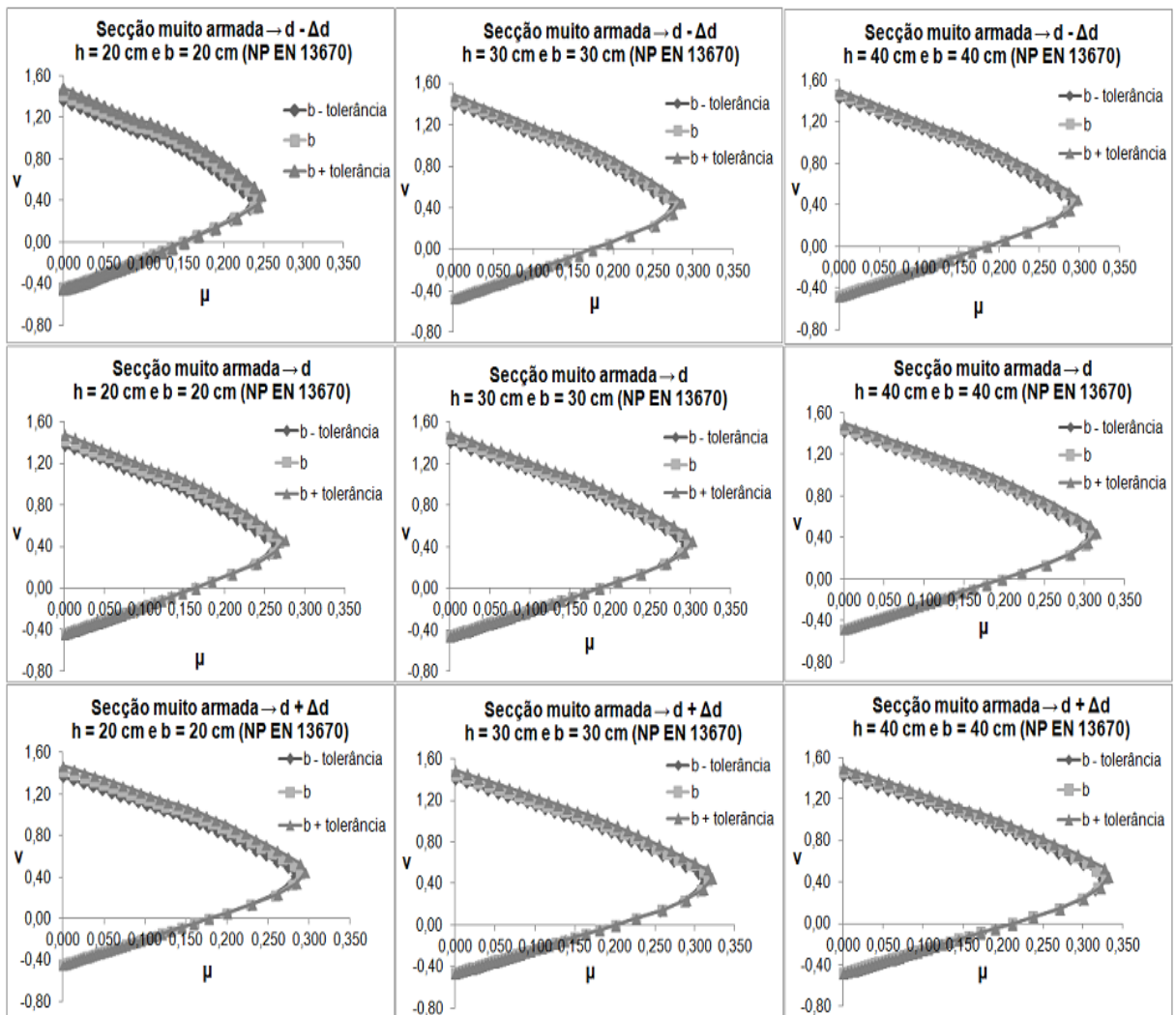


Figura 3.17 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência das secções de pilares, considerando as secções muito armadas.

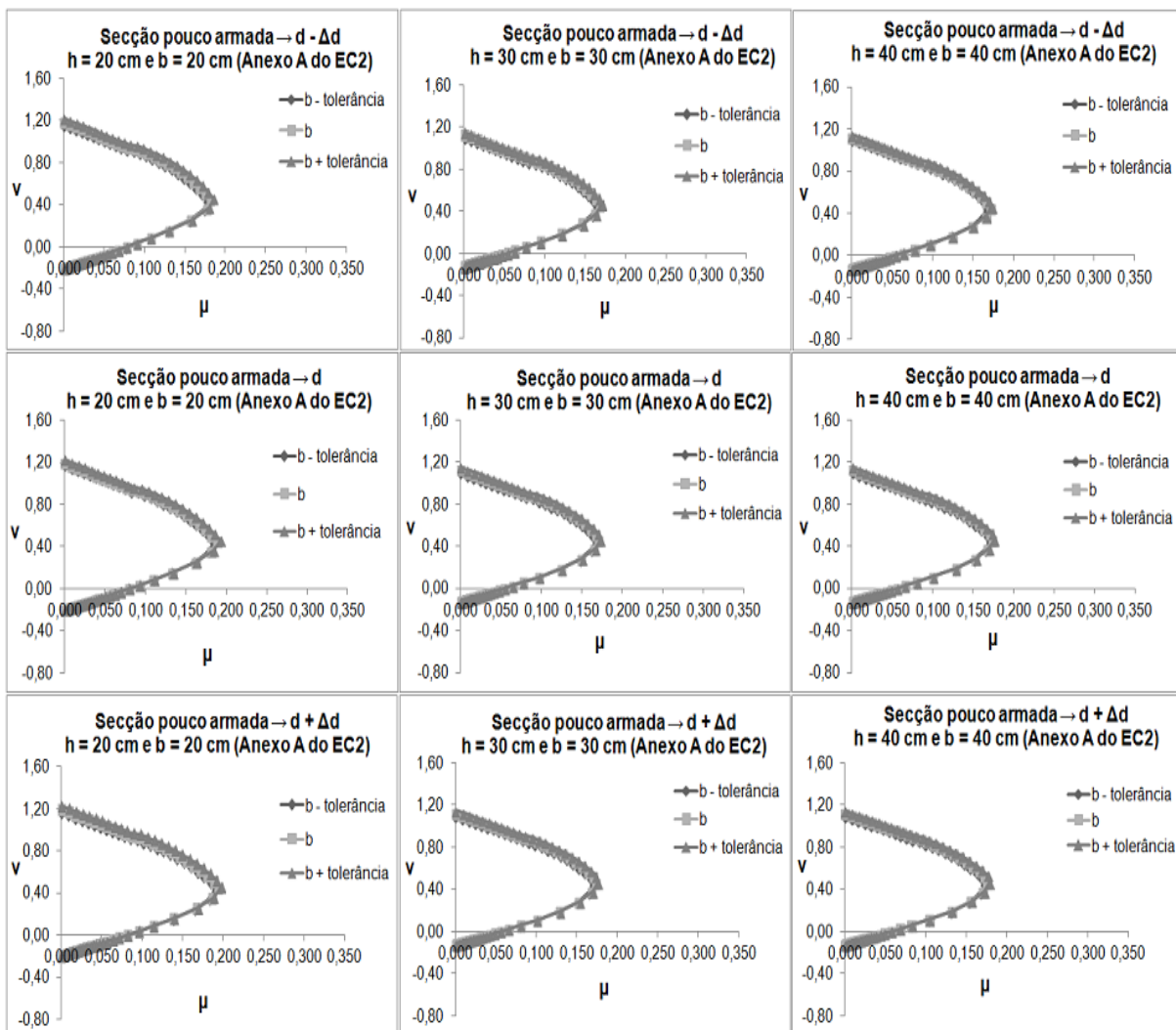


Figura 3.18 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções pouco armadas.

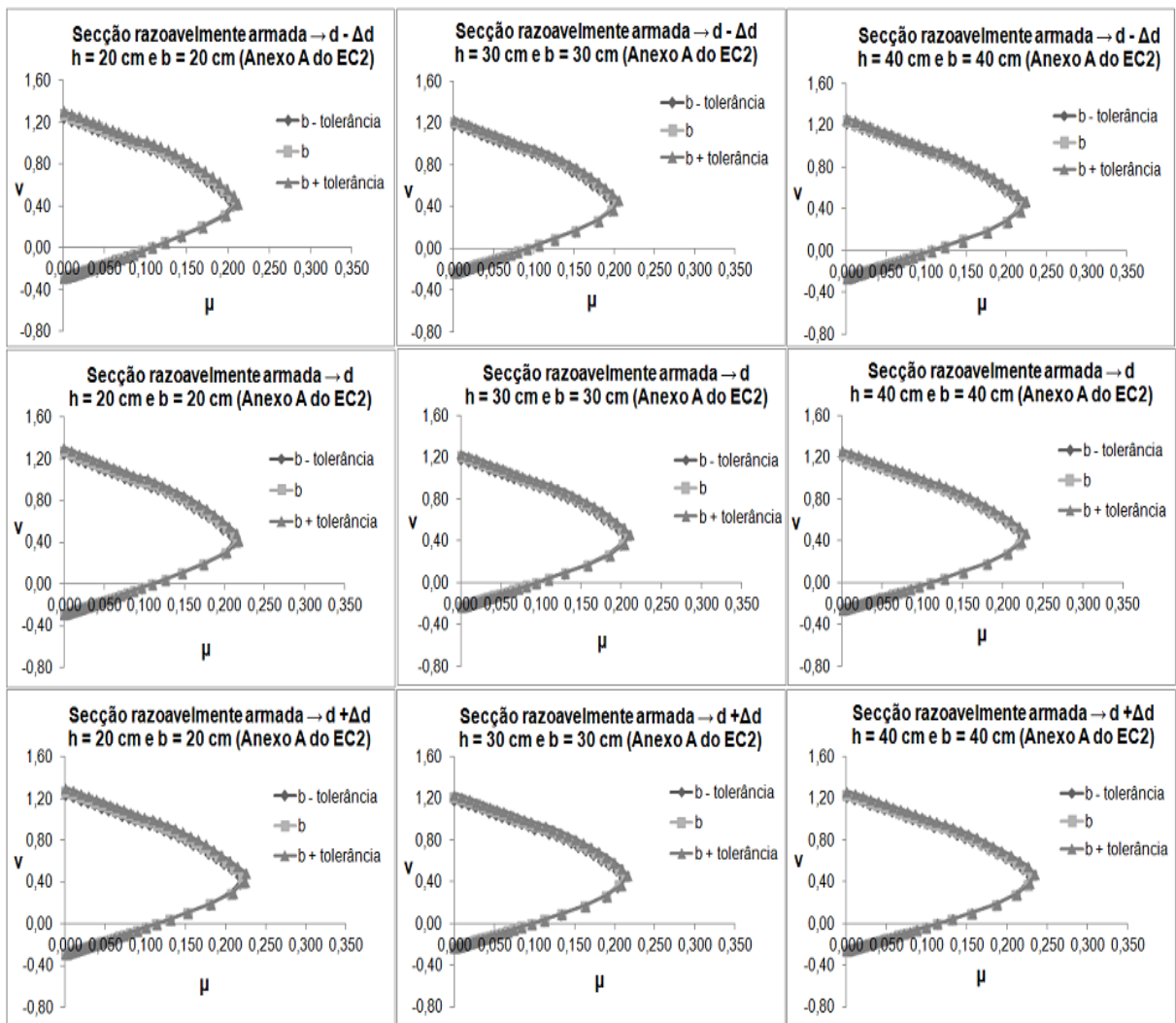


Figura 3.19 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções razoavelmente armadas.

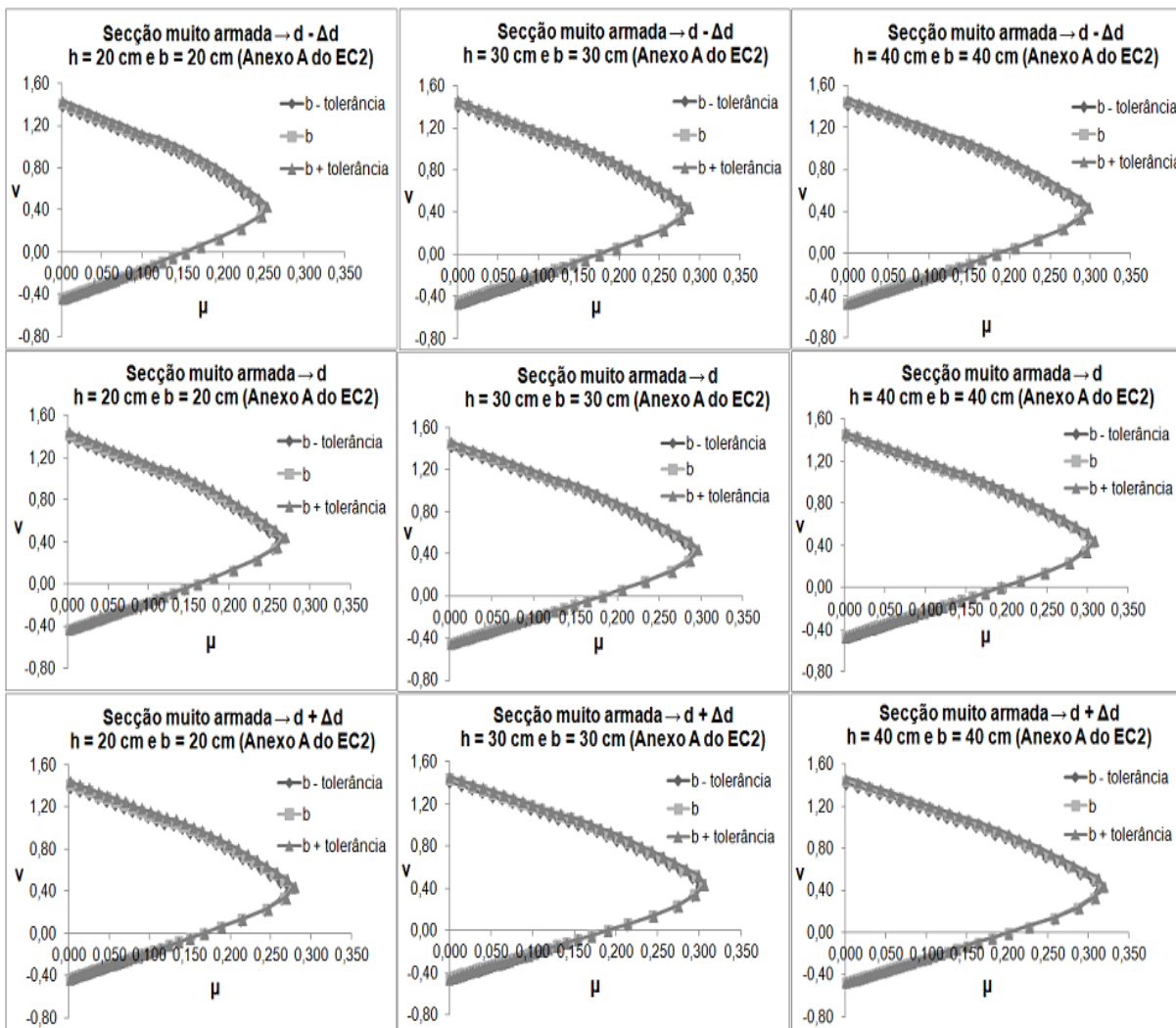


Figura 3.20 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções dos pilares, considerando as secções muito armadas.

3.6. SIMULAÇÃO DO IMPACTO DAS TOLERÂNCIAS NA CARGA DE UM ELEMENTO ESTRUTURAL

Tirando partido da análise efetuada à influência das tolerâncias na resistência das secções pretende-se, agora, avaliar o impacto das mesmas na carga de um elemento estrutural.

3.6.1. DADOS CONSIDERADOS

No desenvolvimento do estudo proposto considerou-se uma viga simplesmente apoiada, executada em betão C20/25 e aço A400NR (cujas propriedades se encontram no subcapítulo 3.4.1.2 da presente dissertação), com um vão livre de 7 m e solicitada a uma carga uniformemente distribuída (P). Além disso, consideraram-se os valores dos momentos resistentes da secção da viga de dimensões $h = 60 \text{ cm}$ e $b = 25 \text{ cm}$ (momento mínimo,

máximo e o momento da secção de referência) calculados no subcapítulo 3.4.3.4 para a secção pouco, razoavelmente e muito armada.

3.6.2. CÁLCULOS EFETUADOS

Apresentam-se, de seguida, os principais cálculos associados à análise em curso.

3.6.2.1. Vão efetivo

Segundo o EC2, e como mencionado no subcapítulo 2.5.2, para o cálculo do vão efetivo da viga aplicou-se a fórmula (2.1).

Para determinar as distâncias a_1 e a_2 , e uma vez que se considerou o elemento estrutural sem continuidade, utilizou-se a expressão presente na Figura 2.49.

Note-se que para a altura (h) e para a largura (t), representadas na Figura 2.49, adotaram-se inicialmente os valores da altura e da largura da secção de referência (secção sem aplicação dos desvios geométricos).

Em seguida, fez-se variar a altura e a largura, da secção de referência, aplicando os desvios, sistematicamente favoráveis e desfavoráveis, obtendo-se, para cada caso, o valor do vão efetivo.

3.6.2.2. Carga da viga

Sabendo o valor do vão efetivo e considerando os valores dos momentos resistentes da secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm (momento mínimo, máximo e o momento da secção de referência) que constam no subcapítulo 3.4.3.4, procedeu-se ao cálculo da carga uniformemente distribuída da viga (P), por aplicação da seguinte fórmula:

$$M_{Rd} = \frac{P \times L_{eff}^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times M_{Rd}}{L_{eff}^2} \quad (3.12)$$

em que:

L_{eff} – vão efetivo da viga;

M_{Rd} – momento fletor resistente da secção.

Com o valor da carga uniformemente distribuída, e de modo a poder avaliar o impacto das tolerâncias na carga do elemento estrutural, determinou-se a percentagem de erro da carga por aplicação da seguinte fórmula:

$$\%_{\text{erro},P} = \left(\frac{P^{b,d \text{ tol}} - P^{b,d}}{P^{b,d}} \right) \times 100 \% \quad (3.13)$$

em que:

$P^{b,d \text{ tol}}$ – valor da carga associado à secção em análise;

$P^{b,d}$ – valor da carga associado à secção de referência.

3.6.3. RESULTADOS OBTIDOS

No presente subcapítulo, procede-se à apresentação dos resultados obtidos, em função da norma aplicada.

Para o estudo em questão consideraram-se os desvios geométricos presentes no Quadro 3.104, os quais resultaram da aplicação dos Quadros 3.1 e 3.2 que constam no subcapítulo 3.3 da presente dissertação.

Quadro 3.104 - Desvios geométricos considerados.

Coeficientes parciais dos materiais:	Norma	± Δt (cm)	± Δh (cm)
$\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$	NP EN 13670	1,2	1,6
$\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$	Anexo A – EC2	0,7	1,1

Por aplicação das fórmulas presentes no subcapítulo 3.6.2.1 e tendo em conta os desvios geométricos do Quadro 3.104 obtiveram-se os valores presentes nos quadros seguintes (Quadros 3.105 e 3.106).

Quadro 3.105 – Valores obtidos para o vão efetivo da viga aplicando as tolerâncias da norma NP EN 13670.

NP EN 13670		
$h \pm \Delta h$ (cm)	$t \pm \Delta t$ (cm)	L_{eff} (m)
58,4	23,8	7,24
	25,0	7,25
	26,2	7,26
60,0 (secção de referência)	23,8	7,24
	25,0	7,25
	26,2	7,26
61,6	23,8	7,24
	25,0	7,25
	26,2	7,26

Quadro 3.106 - Valores obtidos para o vão efetivo da viga, aplicando as tolerâncias do Anexo A do EC2.

Anexo A – EC2		
$h \pm \Delta h$ (cm)	$t \pm \Delta t$ (cm)	L_{eff} (m)
58,9	24,3	7,24
	25,0	7,25
	25,7	7,26
60,0 (secção de referência)	24,3	7,24
	25,0	7,25
	25,7	7,26
61,1	24,3	7,24
	25,0	7,25
	25,7	7,26

Ao considerar os valores dos momentos resistentes da secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm (momento mínimo, máximo e o momento da secção de referência) que constam no subcapítulo 3.4.3.4 e os valores do vão efetivo (Quadro 3.105 e 3.106), obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.107 e 3.108.

Quadro 3.107 - Impacto das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.

Aplicação das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670							
Secção	M_{Rd} (KNm)	$L_{eff, min}$ (m): 7,24		L_{eff} (m): 7,25		$L_{eff, max}$ (m): 7,26	
		P (KN/m)	%erro,P	P (KN/m)	%erro,P	P (KN/m)	%erro,P
Pouco Armada	139,5	21,3	- 3,1%	21,2	- 3,4%	21,2	- 3,8%
	144,4	22,1	+ 0,3%	22,0	0,0%	21,9	- 0,3%
	149,4	22,8	+ 3,8%	22,7	+ 3,4%	22,7	+ 3,1%
Razoavelmente Armada	234,1	35,7	- 4,0%	35,6	- 4,3%	35,5	- 4,6%
	244,6	37,3	+ 0,3%	37,2	0,0%	37,1	- 0,3%
	254,4	38,8	+ 4,4%	38,7	+ 4,0%	38,6	+ 3,7%
Muito Armada	270,1	41,3	- 4,8%	41,1	- 5,1%	41,0	- 5,4%
	284,7	43,5	+ 0,3%	43,3	0,0%	43,2	- 0,3%
	299,8	45,8	+ 5,7%	45,6	+ 5,3%	45,5	+ 5,0%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Quadro 3.108 - Impacto das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.

Aplicação das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2							
Secção	M_{Rd} (KNm)	$L_{eff, min}$ (m): 7,24		L_{eff} (m): 7,25		$L_{eff, max}$ (m): 7,26	
		P (KN/m)	%erro,P	P (KN/m)	%erro,P	P (KN/m)	%erro,P
Pouco Armada	147,7	22,5	- 2,1%	22,5	- 2,3%	22,4	- 2,5%
	151,2	23,1	+ 0,2%	23,0	0,0%	23,0	- 0,2%
	154,6	23,6	+ 2,5%	23,5	+ 2,3%	23,5	+ 2,1%
Razoavelmente Armada	249,6	38,1	- 2,6%	38,0	- 2,8%	37,9	- 3,0%
	256,7	39,1	+ 0,2%	39,1	0,0%	39,0	- 0,2%
	263,8	40,2	+ 3,0%	40,2	+ 2,8%	40,1	+ 2,6%
Muito Armada	287,4	43,8	- 3,2%	43,7	- 3,4%	43,7	- 3,6%
	297,6	45,4	+ 0,2%	45,3	0,0%	45,2	- 0,2%
	308,0	47,0	+ 3,7%	46,9	+ 3,5%	46,8	+ 3,3%

Nota: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

3.6.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Apresenta-se, em seguida, uma análise dos resultados obtidos no estudo do impacto das tolerâncias na carga de um elemento estrutural (viga simplesmente apoiada).

Ao analisar a Figura 3.21 onde constam os gráficos das relações entre a carga e o momento resistente para as diferentes percentagens de armadura, considerando os desvios geométricos permitidos pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2, pode concluir que:

- Os desvios associados ao vão efetivo da viga praticamente não têm impacto na carga da viga, como se demonstra pela proximidade das três retas que compõem cada gráfico;
- O aumento do valor do momento resistente implica uma variação da carga da viga, representada através da inclinação das retas dos gráficos;
- Com o aumento da percentagem de armadura, ao implicar o aumento do momento resistente, aumenta o valor da carga resistente (fórmula (3.12));
- Comparando os gráficos da esquerda com os da direita (Figura 3.21) conclui-se que as tolerâncias da norma NP EN 13670 têm maior impacto na carga da viga do que as permitidas pelo Anexo A do EC2, porque permitem uma maior

variação do valor da carga. Em percentagem, para a secção em estudo, as tolerâncias da NP EN 13670 têm um impacto de 5,7% na carga da viga, enquanto que as tolerâncias do Anexo A do EC2 apenas têm uma influência máxima de 3,7%.

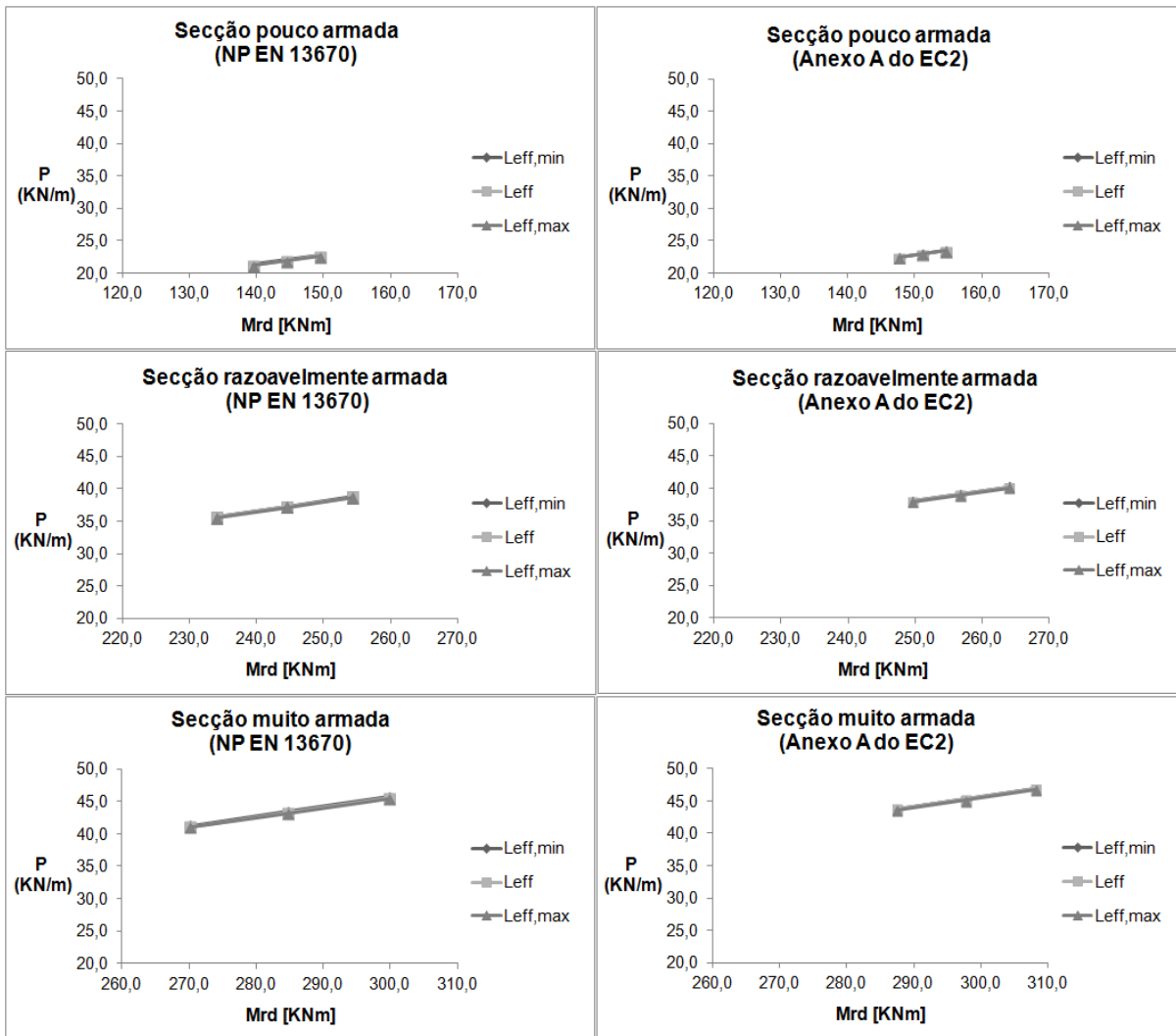


Figura 3.21 - Impacto das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2 na carga de uma viga simplesmente apoiada com um vão de 7 metros.

Terminada a análise da influência das tolerâncias na carga do elemento estrutural, e uma vez que determinados regulamentos permitem a redução dos coeficientes parciais dos materiais, aço e betão, a considerar no dimensionamento das estruturas de betão armado, optou-se por introduzir o seguinte subcapítulo onde se pretende verificar qual a influência dessa redução na resistência dos elementos estruturais.

3.7. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS NA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO

Como referido no subcapítulo 2.4.1.2. do presente trabalho o Anexo A do EC2 permite a redução dos coeficientes parciais dos materiais, aço e betão, a considerar em projeto, pretendendo-se avaliar o impacto dessa redução na resistência do elemento estrutural.

3.7.1. DADOS CONSIDERADOS

De modo a atingir o objetivo proposto considerou-se a secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm (Quadro 3.3) executada em betão C20/25 e aço A400NR, cujas propriedades dos materiais se encontram no subcapítulo 3.4.1.2. Além disso, considerou-se a secção pouco e muito armada adotando-se os valores da área de armadura presente nos Quadros 3.41 e 3.48, respetivamente.

No que se refere à variação dos coeficientes parciais dos materiais consideraram-se os casos presentes no Quadro 3.109.

Quadro 3.109 – Casos de estudo.

Caso	γ_c	γ_s	f_{cd} (MPa)	f_{syd} (MPa)
1	1,5	1,15	13,33	347,83
2	1,4	1,10	14,29	363,64
3	1,5	1,10	13,33	363,64
4	1,4	1,15	14,29	347,83

Nota: Caso 1 é o caso de referência.

3.7.2. CÁLCULOS EFETUADOS

Inicialmente, tendo em conta a área de armadura presente nos Quadros 3.41 e 3.48 (para a secção pouco e muito armada, respetivamente) e as relações constitutivas dos materiais presentes nas Figura 3.5, introduziram-se os dados no programa *GALA Reinforcement* e obteve-se o valor do momento resistente da secção, para cada caso de estudo do Quadro 3.109.

Com o valor do momento resistente, para cada caso de estudo, calculou-se o valor do momento fletor reduzido por aplicação da fórmula (3.6) sendo que a largura (b) e a altura útil (d) correspondem à secção da viga de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm.

De modo a melhor perceber a influência da redução dos coeficientes parciais dos materiais na resistência da secção, determinou-se a percentagem de erro do momento fletor reduzido da secção em relação à secção de referência (que no presente estudo corresponde ao caso 1 do Quadro 3.109), por aplicação da fórmula (3.7).

Por último, e de modo a avaliar o tipo de rotura da secção procedeu-se, para cada caso de estudo, à verificação do tipo de rotura por aplicação do processo descrito no subcapítulo 3.4.2.3.

3.7.3. RESULTADOS OBTIDOS

No presente subcapítulo constam os resultados obtidos para cada um dos casos de estudo do Quadro 3.109 aplicando o procedimento descrito no subcapítulo anterior e considerando a secção da viga, de dimensões $h = 60$ cm e $b = 25$ cm, pouco e muito armada.

Ao considerar a secção da viga pouco e muito armada e a área de armadura presente nos Quadros 3.41 e 3.48, respetivamente, obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes.

Quadro 3.110 - Valores obtidos para a secção da viga, considerando a secção pouco armada.

Caso	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
1	0,138	0,0%	144,4	Rotura dúctil
2	0,144	+ 4,7%	151,2	Rotura dúctil
3	0,143	+ 4,2%	150,5	Rotura dúctil
4	0,138	+ 0,5%	145,2	Rotura dúctil

Nota: Caso 1 é o caso de referência.

Quadro 3.111 - Valores obtidos para a secção da viga, considerando a secção muito armada.

Caso	μ (-)	%erro, μ	M_{Rd} (KNm)	Tipo de rotura
1	0,279	0,0%	284,7	Rotura dúctil
2	0,292	+ 4,5%	297,6	Rotura dúctil
3	0,292	+ 4,5%	297,6	Rotura dúctil
4	0,280	+ 0,1%	285,0	Rotura dúctil

Nota: Caso 1 é o caso de referência.

3.7.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Apresenta-se, em seguida, uma análise comparativa dos resultados obtidos de forma a avaliar a influência da redução dos coeficientes parciais dos materiais, aço e betão, na resistência da secção.

Analisando as percentagens de erro do momento fletor reduzido da secção ($\%_{\text{erro}, \mu}$) obtidas para cada um dos casos em análise (Quadro 3.112) pode-se concluir que o coeficiente parcial do aço é o coeficiente que tem maior impacto na resistência da secção. Ou seja, ao variar o coeficiente do aço mantendo o do betão a resistência da secção aumenta em 4,2% para a secção pouco armada e em 4,5% para a secção muito armada. No caso da variação do coeficiente do betão mantendo o do aço a resistência da secção aumenta apenas em 0,5% para a secção pouco armada e em 0,1% para a secção muito armada.

No que se refere ao aumento da percentagem de armadura verifica-se que a influência dos materiais na resistência da secção diminui, sendo essa influência assumida inteiramente pelo aço uma vez que a contribuição do betão é praticamente nula.

Quadro 3.112 – Síntese de resultados.

Caso	γ_c	γ_s	$\%_{\text{erro}, \mu}$ (SPA)	$\%_{\text{erro}, \mu}$ (SMA)
1	1,5	1,15	0,0%	0,0%
2	1,4	1,10	+ 4,7%	+ 4,5%
3	1,5	1,10	+ 4,2%	+ 4,5%
4	1,4	1,15	+ 0,5%	+ 0,1%

Nota: Caso 1 é o caso de referência.

SPA – Secção Pouco Armada; SMA – Secção Muito Armada.

3.8. INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA DO MATERIAL ESPECIFICADO EM PROJETO E O APLICADO EM OBRA

Dado que existem diferenças entre o material especificado em projeto e o aplicado em obra, considerou-se importante perceber o impacto dessa diferença na resistência da estrutura. Para tal, utilizaram-se os resultados dos ensaios dos materiais realizados aquando da construção da nova ponte sobre a foz do rio Dão.

A nova ponte sobre a foz do rio Dão foi construída sobre a albufeira da barragem da Agueira ficando integrada no IP3, entre Penacova e Santa Comba Dão. A construção desta ponte teve como objetivo substituir a existente, dado que esta apresentava graves patologias resultantes das reações expansivas no betão [24].

Posto isto, o subcapítulo inicia-se com a apresentação dos dados considerados para desenvolver o presente estudo, nomeadamente, as dimensões das secções e os materiais,

aço e betão. Em seguida, apresentam-se os cálculos necessários para o desenvolvimento do estudo, os resultados obtidos e as respetivas conclusões.

3.8.1. DADOS CONSIDERADOS

No presente estudo consideraram-se as dimensões das secções, os materiais e as percentagens de armadura especificados nos seguintes subcapítulos.

3.8.1.1. Dimensões das secções

De modo a atingir o objetivo proposto considerou-se a secção da viga e do pilar com as dimensões presentes nos quadros seguintes (Quadros 3.113 e 3.114).

Quadro 3.113 – Dimensões da secção da viga.

h (cm)	b (cm)	Recobrimento (cm)	Diâmetro do estribo (cm)
60	25	2,5	0,6

Quadro 3.114 - Dimensões da secção do pilar.

h (cm)	b (cm)	Recobrimento (cm)	Diâmetro da cinta (cm)
30	30	2,0	0,6

3.8.1.2. Materiais

O projeto da nova ponte especificava a utilização do betão C40/50, para a elevação dos pilares e tabuleiro, e do aço A500NR [24]. Nos Quadros 3.115 e 3.116 apresentam-se as características dos materiais, em função do valor dos coeficientes parciais de segurança.

Quadro 3.115 - Características do betão C40/50, em função do coeficiente parcial do material.

Betão	f_{ck} (MPa)	$E_{c,28}$ (GPa)	ϵ_c (‰)	Coeficiente parcial do betão (γ_c)	
				1,40	1,50
				f_{cd} (MPa)	f_{cd} (MPa)
C40/50	40	35	3,5	28,57	26,67

Quadro 3.116 – Características do aço A500NR, em função do coeficiente parcial do material.

				Coeficiente parcial do aço (γ_s)	
				1,10	1,15
Aço	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_s (‰)	f_{syd} (MPa)	f_{syd} (MPa)
A500NR	500	200	10	454,55	434,78

Da análise dos relatórios dos ensaios dos materiais, aço e betão, realizados em obra durante a construção da nova ponte sobre a foz do rio Dão, resultaram as resistências dos materiais que constam nos Quadros 3.117 e 3.118.

Quadro 3.117 - Características do betão resultantes do ensaio de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade, em função do coeficiente parcial do material [25].

				Coeficiente parcial do betão (γ_c)	
				1,40	1,50
f_{ck} (MPa)	$E_{c,28}$ (GPa)	ϵ_c (‰)	f_{cd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	
46,1	36,5	3,5	32,93	30,73	
44,4	36,2		31,71	29,60	

Quadro 3.118 - Características do aço resultantes do ensaio de um provete de 15 mm de diâmetro, em função do coeficiente parcial do material [26].

				Coeficiente parcial do aço (γ_s)	
				1,10	1,15
f_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_s (‰)	f_{syd} (MPa)	f_{syd} (MPa)	
591	200	10	537,27	513,91	

3.8.1.3. Percentagem de armadura

Tal como nos casos anteriores, no presente estudo, e de modo poder considerar diferentes quantidades de armadura na mesma secção, consideraram-se para cada uma das secções em análise, três percentagem de armadura, como consta no Quadro 3.6 da presente dissertação.

3.8.2. CÁLCULOS EFETUADOS

Para executar o presente estudo aplicaram-se os procedimentos enunciados nos subcapítulos 3.4.2. e 3.5.2, à exceção do cálculo da percentagem de erro do momento fletor reduzido, no caso da secção da viga e do pilar, respetivamente, obtendo-se os resultados presentes nos seguintes subcapítulos (3.8.3 e 3.8.4).

Por forma a poder comparar as secções, e dado se tratar de uma análise de materiais, optou-se por calcular, tanto na secção da viga como na secção do pilar, a percentagem de erro do momento resistente através da aplicação da seguinte fórmula:

$$\%_{\text{erro}, M_{Rd}} = \left(\frac{M_{Rd}^{b, d \text{ tol}} - M_{Rd}^{b, d}}{M_{Rd}^{b, d}} \right) \times 100 \% \quad (3.14)$$

em que:

$M_{Rd}^{b, d \text{ tol}}$ – valor do momento resistente da secção afetada de tolerância;

$M_{Rd}^{b, d}$ – valor do momento resistente da secção de referência, corresponde ao(s) valor(es) obtido(s) para a secção de referência tendo em conta o betão C40/50 e o aço A500NR.

Além dos cálculos mencionados anteriormente, no caso da secção da viga calculou-se, para cada uma das percentagens de armadura, a:

- **Variação do valor do momento fletor resistente**

$$\Delta M_{Rd} = M_{Rd, \text{max}} - M_{Rd, \text{min}} \quad (3.15)$$

em que:

$M_{Rd, \text{max}}$ – momento resistente máximo obtido considerando o betão C40/50 e o aço com uma tensão de cedência de 591MPa;

$M_{Rd, \text{min}}$ – momento resistente mínimo obtido considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.

- **Percentagem de erro da variação do valor do momento fletor resistente**

$$\%_{\text{erro}, M_{Rd}} = \left(\frac{\Delta M_{Rd}}{M_{Rd, \text{min}}} \right) \times 100 \% \quad (3.16)$$

sendo:

ΔM_{Rd} – variação do valor do momento fletor resistente;

$M_{Rd, \min}$ – momento resistente mínimo obtido considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.

3.8.3. RESULTADOS OBTIDOS PARA A SECÇÃO DA VIGA

No presente subcapítulo constam os resultados obtidos para a secção da viga, aplicando as tolerâncias dimensionais presentes no Quadro 3.40.

3.8.3.1. Secção executada em betão C40/50 e aço A500NR

Ao considerar a secção da viga pouco armada, cuja área de armadura considerada consta no Quadro 3.41 da presente dissertação, obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.119 e 3.120.

Quadro 3.119 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	$\%_{\text{erro, MRd}}$	Tipo de rotura
54,5	23,8	0,086	179,4	- 3,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,086	179,8	- 2,9%	Rotura dúctil
	26,2	0,086	180,2	- 2,7%	Rotura dúctil
56,1 (secção de referência)	23,8	0,088	184,9	- 0,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,088	185,2	0,0%	Rotura dúctil
	26,2	0,088	185,5	+ 0,1%	Rotura dúctil
57,7	23,8	0,091	190,4	+ 2,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,091	190,9	+ 3,1%	Rotura dúctil
	26,2	0,091	191,1	+ 3,2%	Rotura dúctil

Quadro 3.120 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	$\%_{\text{erro, } M_{Rd}}$	Tipo de rotura
55,0	24,3	0,084	189,9	- 2,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,085	190,0	- 2,1%	Rotura dúctil
	25,7	0,085	190,3	- 1,9%	Rotura dúctil
56,1 (secção de referência)	24,3	0,086	193,8	- 0,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,086	194,0	0,0%	Rotura dúctil
	25,7	0,086	194,0	0,0%	Rotura dúctil
57,2	24,3	0,088	197,7	+ 1,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,088	198,0	+ 2,1%	Rotura dúctil
	25,7	0,088	198,1	+ 2,1%	Rotura dúctil

Para a secção da viga razoavelmente armada, cuja área de armadura considerada consta no Quadro 3.44, obtiveram-se os seguintes resultados (Quadros 3.121 e 3.122).

Quadro 3.121 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	$\%_{\text{erro, } M_{Rd}}$	Tipo de rotura
54,0	23,8	0,151	312,2	- 3,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,152	313,9	- 3,1%	Rotura dúctil
	26,2	0,153	315,3	- 2,7%	Rotura dúctil
55,6 (secção de referência)	23,8	0,157	322,6	- 0,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,157	324,1	0,0%	Rotura dúctil
	26,2	0,158	325,1	+ 0,3%	Rotura dúctil
57,2	23,8	0,161	332,7	+ 2,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,162	334,3	+ 3,1%	Rotura dúctil
	26,2	0,163	335,7	+ 3,6%	Rotura dúctil

Quadro 3.122 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	% _{erro, MRd}	Tipo de rotura
54,5	24,3	0,150	331,4	- 2,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,150	332,3	- 2,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,151	332,8	- 2,0%	Rotura dúctil
55,6 (secção de referência)	24,3	0,153	338,5	- 0,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,154	339,6	0,0%	Rotura dúctil
	25,7	0,154	340,4	+ 0,2%	Rotura dúctil
56,7	24,3	0,157	345,7	+ 1,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,157	347,0	+ 2,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,157	347,5	+ 2,3%	Rotura dúctil

Por fim apresentam-se os resultados obtidos para a secção da viga muito armada, considerando a área de armadura que constante no Quadro 3.48.

Quadro 3.123 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	% _{erro, MRd}	Tipo de rotura
53,7	23,8	0,168	342,5	- 4,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,168	342,8	- 4,3%	Rotura dúctil
	26,2	0,168	343,5	- 4,1%	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	23,8	0,176	358,0	- 0,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,176	358,3	0,0%	Rotura dúctil
	26,2	0,176	358,8	+ 0,1%	Rotura dúctil
56,9	23,8	0,184	374,3	+ 4,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,184	374,5	+ 4,5%	Rotura dúctil
	26,2	0,184	374,9	+ 4,6%	Rotura dúctil

Quadro 3.124 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	$\%_{\text{erro, MRd}}$	Tipo de rotura
54,2	24,3	0,166	362,3	- 3,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,166	363,5	- 3,0%	Rotura dúctil
	25,7	0,167	364,1	- 2,8%	Rotura dúctil
55,3 (secção de referência)	24,3	0,171	374,4	0,0%	Rotura dúctil
	25,0	0,171	374,5	0,0%	Rotura dúctil
	25,7	0,172	375,0	+ 0,1%	Rotura dúctil
56,4	24,3	0,177	386,0	+ 3,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,177	386,4	+ 3,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,177	386,8	+ 3,3%	Rotura dúctil

3.8.3.2. Secção executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR

Nos Quadros 3.125 e 3.126 apresentam-se os resultados referentes à secção da viga pouco armada, tendo em conta a área de armadura do Quadro 3.41.

Quadro 3.125 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	$\%_{\text{erro, MRd}}^*$	Tipo de rotura
54,5	23,8	0,077	180,2	- 2,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,077	180,4	- 2,6%	Rotura dúctil
	26,2	0,078	180,9	- 2,3%	Rotura dúctil
56,1	23,8	0,080	185,8	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,080	186,2	+ 0,5%	Rotura dúctil
	26,2	0,080	186,5	+ 0,7%	Rotura dúctil
57,7	23,8	0,082	191,3	+ 3,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,082	191,5	+ 3,4%	Rotura dúctil
	26,2	0,082	191,7	+ 3,5%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.119.

Quadro 3.126 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
55,0	24,3	0,076	190,5	- 1,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,076	190,6	- 1,7%	Rotura dúctil
	25,7	0,077	190,9	- 1,6%	Rotura dúctil
56,1	24,3	0,078	194,4	+ 0,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,078	194,6	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,7	0,078	194,8	+ 0,4%	Rotura dúctil
57,2	24,3	0,079	198,2	+ 2,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,080	198,6	+ 2,4%	Rotura dúctil
	25,7	0,080	198,7	+ 2,4%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.120.

Tendo em conta a área de armadura do Quadro 3.44, apresenta-se em seguida os resultados obtidos para a secção da viga razoavelmente armada (Quadros 3.127 e 3.128).

Quadro 3.127 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,0	23,8	0,138	315,3	- 2,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,138	316,5	- 2,3%	Rotura dúctil
	26,2	0,139	318,0	- 1,9%	Rotura dúctil
55,6	23,8	0,142	325,8	+ 0,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,143	326,6	+ 0,8%	Rotura dúctil
	26,2	0,143	327,8	+ 1,1%	Rotura dúctil
57,2	23,8	0,147	335,4	+ 3,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,147	336,8	+ 3,9%	Rotura dúctil
	26,2	0,148	338,0	+ 4,3%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.121.

Quadro 3.128 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,5	24,3	0,136	334,3	- 1,6%	Rotura dúctil
	25,0	0,137	335,0	- 1,4%	Rotura dúctil
	25,7	0,137	335,6	- 1,2%	Rotura dúctil
55,6	24,3	0,139	341,5	+ 0,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,140	342,3	+ 0,8%	Rotura dúctil
	25,7	0,140	343,1	+ 1,0%	Rotura dúctil
56,7	24,3	0,142	349,0	+ 2,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,143	349,6	+ 2,9%	Rotura dúctil
	25,7	0,143	350,2	+ 3,1%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.122.

Ao considerar a secção da viga muito armada e a respetiva área de armadura (Quadro 3.48), obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.129 e 3.130.

Quadro 3.129 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
53,7	23,8	0,152	343,6	- 4,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,152	344,5	- 3,8%	Rotura dúctil
	26,2	0,152	345,0	- 3,7%	Rotura dúctil
55,3	23,8	0,159	359,1	+ 0,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,159	359,5	+ 0,4%	Rotura dúctil
	26,2	0,159	359,8	+ 0,4%	Rotura dúctil
56,9	23,8	0,166	375,3	+ 4,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,166	375,4	+ 4,8%	Rotura dúctil
	26,2	0,166	375,4	+ 4,8%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.123.

Quadro 3.130 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,2	24,3	0,150	364,5	- 2,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,150	364,9	- 2,6%	Rotura dúctil
	25,7	0,151	365,6	- 2,4%	Rotura dúctil
55,3	24,3	0,155	375,2	+ 0,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,155	375,9	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,7	0,155	376,0	+ 0,4%	Rotura dúctil
56,4	24,3	0,160	386,8	+ 3,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,160	386,9	+ 3,3%	Rotura dúctil
	25,7	0,160	387,3	+ 3,4%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.124.

3.8.3.3. Secção executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR

Admitindo a secção da viga pouco armada, cuja área de armadura considerada consta no Quadro 3.41, obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.131 e 3.132.

Quadro 3.131 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,5	23,8	0,075	180,3	- 2,6%	Rotura dúctil
	25,0	0,075	180,8	- 2,4%	Rotura dúctil
	26,2	0,075	180,8	- 2,4%	Rotura dúctil
56,1	23,8	0,077	185,8	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,077	186,1	+ 0,5%	Rotura dúctil
	26,2	0,077	186,4	+ 0,7%	Rotura dúctil
57,7	23,8	0,079	191,2	+ 3,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,079	191,8	+ 3,6%	Rotura dúctil
	26,2	0,079	192,0	+ 3,7%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.119.

Quadro 3.132 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
55,0	24,3	0,074	190,8	- 1,6%	Rotura dúctil
	25,0	0,074	191,0	- 1,6%	Rotura dúctil
	25,7	0,074	191,1	- 1,5%	Rotura dúctil
56,1	24,3	0,075	194,7	+ 0,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,075	195,0	+ 0,5%	Rotura dúctil
	25,7	0,075	195,0	+ 0,5%	Rotura dúctil
57,2	24,3	0,077	198,6	+ 2,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,077	199,0	+ 2,6%	Rotura dúctil
	25,7	0,077	199,1	+ 2,6%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.120.

Nos Quadros 3.133 e 3.134 constam os resultados obtidos para a secção da viga razoavelmente armada, considerando a área de armadura do Quadro 3.44.

Quadro 3.133 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,0	23,8	0,133	316,3	- 2,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,134	317,5	- 2,0%	Rotura dúctil
	26,2	0,134	318,7	- 1,7%	Rotura dúctil
55,6	23,8	0,137	326,4	+ 0,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,138	327,7	+ 1,1%	Rotura dúctil
	26,2	0,138	328,9	+ 1,5%	Rotura dúctil
57,2	23,8	0,142	336,8	+ 3,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,142	337,8	+ 4,2%	Rotura dúctil
	26,2	0,143	339,1	+ 4,6%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.121.

Quadro 3.134 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,5	24,3	0,132	335,4	- 1,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,132	335,6	- 1,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,132	336,3	- 1,0%	Rotura dúctil
55,6	24,3	0,135	342,5	+ 0,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,135	343,0	+ 1,0%	Rotura dúctil
	25,7	0,135	343,8	+ 1,2%	Rotura dúctil
56,7	24,3	0,137	349,6	+ 2,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,138	350,3	+ 3,1%	Rotura dúctil
	25,7	0,138	351,3	+ 3,4%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.122.

Em seguida apresentam-se os resultados obtidos para a secção da viga muito armada (Quadros 3.135 e 3.136), considerando a área de armadura do Quadro 3.48.

Quadro 3.135 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
53,7	23,8	0,146	344,1	- 3,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,147	345,1	- 3,7%	Rotura dúctil
	26,2	0,147	345,6	- 3,5%	Rotura dúctil
55,3	23,8	0,153	359,2	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,153	359,6	+ 0,4%	Rotura dúctil
	26,2	0,153	359,9	+ 0,5%	Rotura dúctil
56,9	23,8	0,160	375,0	+ 4,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,160	375,4	+ 4,8%	Rotura dúctil
	26,2	0,160	376,0	+ 4,9%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.123.

Quadro 3.136 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,2	24,3	0,145	365,0	- 2,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,145	365,4	- 2,4%	Rotura dúctil
	25,7	0,145	366,2	- 2,2%	Rotura dúctil
55,3	24,3	0,149	375,7	+ 0,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,150	376,4	+ 0,5%	Rotura dúctil
	25,7	0,150	376,6	+ 0,5%	Rotura dúctil
56,4	24,3	0,154	387,3	+ 3,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,154	387,4	+ 3,4%	Rotura dúctil
	25,7	0,154	387,4	+ 3,4%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.124.

3.8.3.4. Secção executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa

Nos Quadros 3.137 e 3.138 constam os valores obtidos para a secção da viga pouco armada, considerando a área de armadura do Quadro 3.41.

Quadro 3.137 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,5	23,8	0,100	210,4	+ 13,6%	Rotura dúctil
	25,0	0,100	210,8	+ 13,8%	Rotura dúctil
	26,2	0,101	211,4	+ 14,1%	Rotura dúctil
56,1	23,8	0,103	216,8	+ 17,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,104	217,5	+ 17,5%	Rotura dúctil
	26,2	0,104	217,8	+ 17,6%	Rotura dúctil
57,7	23,8	0,106	223,3	+ 20,6%	Rotura dúctil
	25,0	0,107	223,9	+ 20,9%	Rotura dúctil
	26,2	0,107	224,4	+ 21,1%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.119.

Quadro 3.138 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
55,0	24,3	0,099	222,6	+ 14,7%	Rotura dúctil
	25,0	0,099	222,7	+ 14,8%	Rotura dúctil
	25,7	0,099	223,0	+ 14,9%	Rotura dúctil
56,1	24,3	0,101	227,2	+ 17,1%	Rotura dúctil
	25,0	0,101	227,4	+ 17,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,101	227,8	+ 17,4%	Rotura dúctil
57,2	24,3	0,103	231,8	+ 19,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,103	232,2	+ 19,7%	Rotura dúctil
	25,7	0,104	232,7	+ 19,9%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento reduzido da secção de referência presente no Quadro 3.120.

Os valores presentes nos Quadros 3.139 e 3.140 dizem respeito à secção da viga razoavelmente armada, os quais foram obtidos tendo em conta a área de armadura do Quadro 3.44.

Quadro 3.139 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,0	23,8	0,176	362,4	+ 11,8%	Rotura dúctil
	25,0	0,177	364,6	+ 12,5%	Rotura dúctil
	26,2	0,178	366,9	+ 13,2%	Rotura dúctil
55,6	23,8	0,182	374,3	+ 15,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,183	376,6	+ 16,2%	Rotura dúctil
	26,2	0,184	378,5	+ 16,8%	Rotura dúctil
57,2	23,8	0,188	386,7	+ 19,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,189	388,6	+ 19,9%	Rotura dúctil
	26,2	0,189	390,5	+ 20,5%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.121.

Quadro 3.140 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,5	24,3	0,174	385,1	+ 13,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,175	386,0	+ 13,7%	Rotura dúctil
	25,7	0,175	387,4	+ 14,1%	Rotura dúctil
55,6	24,3	0,178	393,5	+ 15,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,179	394,7	+ 16,2%	Rotura dúctil
	25,7	0,179	395,9	+ 16,5%	Rotura dúctil
56,7	24,3	0,182	402,0	+ 18,4%	Rotura dúctil
	25,0	0,183	403,4	+ 18,8%	Rotura dúctil
	25,7	0,183	404,3	+ 19,0%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.122.

Por fim, apresentam-se os resultados obtidos para a secção da viga muito armada (Quadros 3.141 e 3.142) considerando a área de armadura presente no Quadro 3.48.

Quadro 3.141 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
53,7	23,8	0,197	401,1	+ 12,0%	Rotura dúctil
	25,0	0,197	402,3	+ 12,3%	Rotura dúctil
	26,2	0,198	403,0	+ 12,5%	Rotura dúctil
55,3	23,8	0,206	420,4	+ 17,3%	Rotura dúctil
	25,0	0,206	420,6	+ 17,4%	Rotura dúctil
	26,2	0,207	421,6	+ 17,7%	Rotura dúctil
56,9	23,8	0,216	440,6	+ 23,0%	Rotura dúctil
	25,0	0,216	440,7	+ 23,0%	Rotura dúctil
	26,2	0,216	441,1	+ 23,1%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.123.

Quadro 3.142 - Valores obtidos para a secção da viga executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

$d \pm \Delta d$ (cm)	$b \pm \Delta b$ (cm)	μ (-)	M_{Rd} (KNm)	%erro, M_{Rd} *	Tipo de rotura
54,2	24,3	0,195	426,4	+ 13,9%	Rotura dúctil
	25,0	0,195	426,6	+ 13,9%	Rotura dúctil
	25,7	0,196	427,3	+ 14,1%	Rotura dúctil
55,3	24,3	0,201	440,1	+ 17,5%	Rotura dúctil
	25,0	0,201	439,7	+ 17,4%	Rotura dúctil
	25,7	0,202	440,7	+ 17,7%	Rotura dúctil
56,4	24,3	0,208	453,8	+ 21,2%	Rotura dúctil
	25,0	0,208	453,7	+ 21,1%	Rotura dúctil
	25,7	0,208	454,1	+ 21,2%	Rotura dúctil

(*) Tendo em conta o valor do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.124.

3.8.4. RESULTADOS OBTIDOS PARA A SECÇÃO DO PILAR

Tendo em conta os desvios geométricos presentes no Quadro 3.84 apresentam-se em seguida os resultados obtidos para a secção do pilar em análise.

3.8.4.1. Secção executada em betão C40/50 e aço A500NR

Apresentam-se, nos Quadros 3.143 e 3.144, os resultados referentes à secção do pilar pouco armada, tendo em conta a área de armadura do Quadro 3.85.

Quadro 3.143 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd
25,6	1,03/ 2466,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2566,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2671,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,083/ 59,5	-	0,80/ 1920,0	0,096/ 69,1	-	0,80/ 1920,0	0,108/ 78,1	-
	0,40/ 950,4	0,142/ 102,2	-	0,40/ 991,0	0,147/ 105,8	-	0,40/ 1036,0	0,152/ 109,7	-
	0,00/ 0,0	0,035/ 25,0	- 2,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 25,0	- 2,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 25,1	- 1,6%
	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,03/ 2466,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2566,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2671,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,084/ 60,4	-	0,80/ 1920,0	0,097/ 70,8	-	0,80/ 1920,0	0,110/ 79,3	-
	0,40/ 941,3	0,145/ 104,3	-	0,40/ 982,8	0,150/ 108,0	-	0,40/ 1195,3	0,156/ 112,0	-
	0,00/ 0,0	0,035/ 25,5	0,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 25,5	0,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 25,5	0,0%
	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
28,0	1,03/ 2466,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2566,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2671,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,086/ 61,6	-	0,80/ 1920,0	0,099/ 71,4	-	0,80/ 1920,0	0,112/ 80,7	-
	0,40/ 1092,3	0,150/ 107,8	-	0,40/ 1142,1	0,155/ 111,6	-	0,40/ 1194,0	0,160/ 115,3	-
	0,00/ 0,0	0,037/ 26,5	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,037/ 26,5	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,037/ 26,5	+ 3,9%
	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.144 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}
26,1	1,04/ 2669,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2809,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,088/ 67,8	-	0,80/ 2057,1	0,096/ 73,9	-	0,80/ 2057,1	0,104/ 80,1	-
	0,40/ 1029,3	0,144/ 111,3	-	0,40/ 1060,0	0,148/ 113,9	-	0,40/ 1088,9	0,151/ 116,3	-
	0,00/ 0,0	0,034/ 26,3	- 1,5%	0,00/ 0,0	0,034/ 26,3	- 1,5%	0,00/ 0,0	0,034/ 26,3	- 1,5%
	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,04/ 2669,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2809,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,089/ 68,3	-	0,80/ 2057,1	0,097/ 74,8	-	0,80/ 2057,1	0,105/ 80,7	-
	0,40/ 1024,7	0,146/ 112,7	-	0,40/ 1054,7	0,149/ 115,2	-	0,40/ 1084,1	0,152/ 117,6	-
	0,00/ 0,0	0,035/ 26,7	0,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 26,7	0,0%	0,00/ 0,0	0,035/ 26,7	0,0%
	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
27,5	1,04/ 2669,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2809,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,090/ 69,1	-	0,80/ 2057,1	0,098/ 75,5	-	0,80/ 2057,1	0,106/ 81,6	-
	0,40/ 1187,2	0,149/ 114,6	-	0,40/ 1221,9	0,152/ 117,0	-	0,40/ 1256,1	0,155/ 119,5	-
	0,00/ 0,0	0,035/ 27,2	+ 1,9%	0,00/ 0,0	0,035/ 27,3	+ 2,2%	0,00/ 0,0	0,035/ 27,3	+ 2,2%
	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,08/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Nos Quadros 3.145 e 3.146 apresentam-se os resultados obtidos considerando a secção do pilar razoavelmente armada e a área de armadura do Quadro 3.88.

Quadro 3.145 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,_{MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,_{MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,_{MRd}
25,4	1,08/ 2595,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2698,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2806,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,101/ 73,0	-	0,80/ 1920,0	0,114/ 82,0	-	0,80/ 1920,0	0,126/ 90,4	-
	0,40/ 922,1	0,162/ 116,8	-	0,40/ 1106,6	0,166/ 119,3	-	0,40/ 1140,4	0,171/ 123,3	-
	0,00/ 0,0	0,059/ 42,5	- 3,4%	0,00/ 0,0	0,059/ 42,6	- 3,2%	0,00/ 0,0	0,059/ 42,8	- 2,7%
	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,08/ 2595,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2698,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2806,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,104/ 75,0	-	0,80/ 1920,0	0,117/ 84,2	-	0,80/ 1920,0	0,129/ 92,8	-
	0,40/ 1076,1	0,167/ 120,5	-	0,40/ 1111,2	0,173/ 124,7	-	0,40/ 1146,6	0,179/ 128,7	-
	0,00/ 0,0	0,061/ 44,0	0,0%	0,00/ 0,0	0,061/ 44,0	0,0%	0,00/ 0,0	0,061/ 44,2	+ 0,5%
	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,08/ 2595,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2698,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2806,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,107/ 77,3	-	0,80/ 1920,0	0,120/ 86,5	-	0,80/ 1920,0	0,133/ 95,4	-
	0,40/ 1086,9	0,174/ 125,5	-	0,40/ 1126,3	0,180/ 129,9	-	0,40/ 1161,7	0,186/ 134,1	-
	0,00/ 0,0	0,064/ 46,1	+ 4,8%	0,00/ 0,0	0,064/ 46,2	+ 5,0%	0,00/ 0,0	0,064/ 46,2	+ 5,0%
	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,15/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.146 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}
25,9	1,09/ 2803,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2867,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,106/ 82,0	-	0,80/ 2057,1	0,114/ 88,0	-	0,80/ 2057,1	0,121/ 93,7	-
	0,40/ 1148,2	0,164/ 126,2	-	0,40/ 1169,7	0,167/ 129,0	-	0,40/ 1193,6	0,171/ 131,6	-
	0,00/ 0,0	0,058/ 45,0	- 2,4%	0,00/ 0,0	0,059/ 45,2	- 2,0%	0,00/ 0,0	0,059/ 45,2	- 2,0%
	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,09/ 2803,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2867,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,108/ 83,3	-	0,80/ 2057,1	0,116/ 89,4	-	0,80/ 2057,1	0,123/ 95,2	-
	0,40/ 1153,7	0,168/ 129,5	-	0,40/ 1176,0	0,171/ 132,3	-	0,40/ 1198,0	0,175/ 134,9	-
	0,00/ 0,0	0,060/ 46,1	0,0%	0,00/ 0,0	0,060/ 46,1	0,0%	0,00/ 0,0	0,060/ 46,2	+ 0,2%
	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,09/ 2803,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2867,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,110/ 84,7	-	0,80/ 2057,1	0,118/ 90,9	-	0,80/ 2057,1	0,125/ 96,7	-
	0,40/ 1162,5	0,172/ 132,7	-	0,40/ 1184,4	0,176/ 135,4	-	0,40/ 1207,4	0,179/ 138,1	-
	0,00/ 0,0	0,061/ 47,3	+ 2,6%	0,00/ 0,0	0,061/ 47,3	+ 2,6%	0,00/ 0,0	0,061/ 47,4	+ 2,8%
	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,14/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Para a secção do pilar muito armada, cuja área de armadura consta no Quadro 3.91, obtiveram-se os resultados presentes nos quadros seguintes (Quadros 3.147 e 3.148).

Quadro 3.147 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd
25,4	1,21/ 2898,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3104,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,142/ 102,6	-	0,80/ 1920,0	0,154/ 110,8	-	0,80/ 1920,0	0,165/ 118,5	-
	0,40/ 921,8	0,211/ 152,2	-	0,40/ 956,0	0,216/ 155,7	-	0,40/ 992,8	0,221/ 159,3	-
	0,00/ 0,0	0,111/ 80,2	- 6,0%	0,00/ 0,0	0,112/ 80,6	- 5,5%	0,00/ 0,0	0,112/ 80,9	- 5,2%
	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,21/ 2898,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3104,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,149/ 107,4	-	0,80/ 1920,0	0,161/ 116,6	-	0,80/ 1920,0	0,173/ 124,4	-
	0,40/ 903,5	0,222/ 160,0	-	0,40/ 934,0	0,227/ 163,3	-	0,40/ 964,0	0,231/ 166,6	-
	0,00/ 0,0	0,118/ 85,2	- 0,1%	0,00/ 0,0	0,119/ 85,3	0,0%	0,00/ 0,0	0,119/ 85,5	+ 0,2%
	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,21/ 2898,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3104,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,156/ 112,6	-	0,80/ 1920,0	0,169/ 121,7	-	0,80/ 1920,0	0,181/ 130,3	-
	0,40/ 1083,7	0,233/ 167,9	-	0,40/ 1126,7	0,239/ 172,1	-	0,40/ 1169,4	0,245/ 176,2	-
	0,00/ 0,0	0,126/ 90,7	+ 6,3%	0,00/ 0,0	0,126/ 90,8	+ 6,4%	0,00/ 0,0	0,126/ 90,9	+ 6,6%
	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,29/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.148 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%_{erro,MRd}
25,9	1,21/ 3102,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3166,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3237,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,148/ 113,9	-	0,80/ 2057,1	0,155/ 119,3	-	0,80/ 2057,1	0,161/ 124,6	-
	0,40/ 983,7	0,215/ 165,8	-	0,40/ 1005,9	0,218/ 168,1	-	0,40/ 1029,7	0,221/ 170,3	-
	0,00/ 0,0	0,112/ 86,3	- 3,4%	0,00/ 0,0	0,112/ 86,3	- 3,4%	0,00/ 0,0	0,112/ 86,5	- 3,1%
	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,21/ 3102,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3166,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3237,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,151/ 116,8	-	0,80/ 2057,1	0,159/ 122,4	-	0,80/ 2057,1	0,166/ 128,0	-
	0,40/ 973,1	0,221/ 170,4	-	0,40/ 992,8	0,224/ 172,6	-	0,40/ 1013,1	0,227/ 174,8	-
	0,00/ 0,0	0,116/ 89,1	- 0,2%	0,00/ 0,0	0,116/ 89,3	0,0%	0,00/ 0,0	0,116/ 89,3	0,0%
	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,21/ 3102,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3166,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3237,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,156/ 120,0	-	0,80/ 2057,1	0,163/ 125,8	-	0,80/ 2057,1	0,170/ 131,4	-
	0,40/ 959,5	0,227/ 175,0	-	0,40/ 1186,2	0,230/ 177,2	-	0,40/ 1214,7	0,233/ 179,8	-
	0,00/ 0,0	0,120/ 92,5	+ 3,6%	0,00/ 0,0	0,120/ 92,5	+ 3,6%	0,00/ 0,0	0,120/ 92,7	+ 3,8%
	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,28/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%

Nota 1: A cinzento mais escuro constam os valores da secção de referência.

Nota 2: (-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

3.8.4.2. Secção executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR

Considerando a secção do pilar pouco armada, cuja área de armadura considerada consta no Quadro 3.85 da presente dissertação, obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.149 e 3.150).

Quadro 3.149 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,6	1,02/ 2714,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2832,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2949,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,078/ 62,7	-	0,80/ 2131,2	0,092/ 73,6	-	0,80/ 2131,2	0,105/ 83,7	-
	0,40/ 1056,2	0,138/ 110,6	-	0,40/ 1105,6	0,143/ 114,7	-	0,40/ 1156,0	0,149/ 118,8	-
	0,00/ 0,0	0,031/ 25,1	- 1,6%	0,00/ 0,0	0,031/ 25,2	- 1,2%	0,00/ 0,0	0,032/ 25,2	- 1,2%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,02/ 2714,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2832,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2949,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,080/ 63,8	-	0,80/ 2131,2	0,093/ 74,7	-	0,80/ 2131,2	0,106/ 84,9	-
	0,40/ 1054,2	0,142/ 113,2	-	0,40/ 1105,6	0,147/ 117,3	-	0,40/ 1156,7	0,152/ 121,5	-
	0,00/ 0,0	0,032/ 25,6	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,032/ 25,6	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,032/ 25,7	+ 0,8%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
28,0	1,02/ 2714,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2832,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2949,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,081/ 64,8	-	0,80/ 2131,2	0,095/ 75,9	-	0,80/ 2131,2	0,108/ 86,2	-
	0,40/ 1214,8	0,145/ 115,6	-	0,40/ 1273,0	0,150/ 119,8	-	0,40/ 1331,5	0,155/ 123,5	-
	0,00/ 0,0	0,033/ 26,5	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,033/ 26,6	+ 4,3%	0,00/ 0,0	0,033/ 26,6	+ 4,3%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.143.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.150 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
26,1	1,03/ 2948,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 3023,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,08/ 3096,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,084/ 71,7	-	0,80/ 2283,4	0,092/ 78,7	-	0,80/ 2283,4	0,100/ 85,7	-
	0,40/ 1151,9	0,141/ 120,7	-	0,40/ 1183,5	0,144/ 123,3	-	0,40/ 1215,9	0,147/ 126,1	-
	0,00/ 0,0	0,031/ 26,4	- 1,1%	0,00/ 0,0	0,031/ 26,5	- 0,7%	0,00/ 0,0	0,031/ 26,5	- 0,7%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,03/ 2948,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 3023,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,08/ 3096,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,085/ 72,4	-	0,80/ 2283,4	0,093/ 79,4	-	0,80/ 2283,4	0,101/ 86,4	-
	0,40/ 1151,2	0,143/ 122,3	-	0,40/ 1185,0	0,146/ 125,2	-	0,40/ 1217,4	0,149/ 127,8	-
	0,00/ 0,0	0,031/ 26,8	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,031/ 26,8	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,031/ 26,8	+ 0,4%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
27,5	1,03/ 2948,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 3023,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,08/ 3096,0	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,085/ 73,1	-	0,80/ 2283,4	0,094/ 80,2	-	0,80/ 2283,4	0,102/ 87,8	-
	0,40/ 1146,2	0,144/ 123,7	-	0,40/ 1179,1	0,148/ 126,4	-	0,40/ 1211,3	0,151/ 129,1	-
	0,00/ 0,0	0,032/ 27,3	+ 2,2%	0,00/ 0,0	0,032/ 27,3	+ 2,2%	0,00/ 0,0	0,032/ 27,3	+ 2,2%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.144.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Tendo em conta a área de armadura do Quadro 3.88 e considerando a secção do pilar razoavelmente armada, obtiveram-se os resultados que constam nos Quadros 3.151 e 3.152.

Quadro 3.151 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,07/ 2845,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2963,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,16/ 3079,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,096/ 76,4	-	0,80/ 2131,2	0,108/ 86,7	-	0,80/ 2131,2	0,120/ 96,1	-
	0,40/ 976,5	0,155/ 124,1	-	0,40/ 1182,8	0,160/ 127,9	-	0,40/ 1220,0	0,166/ 132,3	-
	0,00/ 0,0	0,054/ 42,9	- 2,5%	0,00/ 0,0	0,054/ 43,0	- 2,3%	0,00/ 0,0	0,054/ 43,1	- 2,0%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,07/ 2845,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2963,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,16/ 3078,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,098/ 78,3	-	0,80/ 2131,2	0,111/ 88,6	-	0,80/ 2131,2	0,123/ 98,2	-
	0,40/ 1151,0	0,161/ 128,8	-	0,40/ 1188,6	0,167/ 133,2	-	0,40/ 1218,5	0,171/ 136,8	-
	0,00/ 0,0	0,055/ 44,2	+ 0,5%	0,00/ 0,0	0,055/ 44,2	+ 0,5%	0,00/ 0,0	0,055/ 44,3	+ 0,7%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,07/ 2845,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2963,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,16/ 3078,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,101/ 80,4	-	0,80/ 2131,2	0,114/ 90,9	-	0,80/ 2131,2	0,126/ 100,9	-
	0,40/ 1166,3	0,168/ 134,2	-	0,40/ 1206,0	0,174/ 138,7	-	0,40/ 1244,8	0,179/ 143,2	-
	0,00/ 0,0	0,058/ 46,3	+ 5,2%	0,00/ 0,0	0,058/ 46,3	+ 5,2%	0,00/ 0,0	0,058/ 46,3	+ 5,2%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.145.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.152 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,9	1,08/ 3078,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3153,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 3230,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,101/ 86,2	-	0,80/ 2283,4	0,108/ 92,8	-	0,80/ 2283,4	0,116/ 99,1	-
	0,40/ 1229,9	0,158/ 135,3	-	0,40/ 1251,4	0,161/ 138,2	-	0,40/ 1276,4	0,165/ 141,1	-
	0,00/ 0,0	0,053/ 45,3	- 1,7%	0,00/ 0,0	0,053/ 45,5	- 1,3%	0,00/ 0,0	0,053/ 45,5	- 1,3%
	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,08/ 3078,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3153,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 3230,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,102/ 87,6	-	0,80/ 2283,4	0,110/ 94,0	-	0,80/ 2283,4	0,117/ 100,5	-
	0,40/ 1031,7	0,160/ 136,8	-	0,40/ 1259,1	0,165/ 141,5	-	0,40/ 1283,5	0,169/ 144,4	-
	0,00/ 0,0	0,054/ 46,3	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,054/ 46,3	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,054/ 46,4	+ 0,7%
	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,08/ 3078,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3153,6	0,000/ 0,0	0,0%	1,13 / 3230,4	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,103/ 88,6	-	0,80/ 2283,4	0,111/ 95,4	-	0,80/ 2283,4	0,119/ 101,9	-
	0,40/ 1244,1	0,166/ 141,8	-	0,40/ 1268,4	0,169/ 144,7	-	0,40/ 1291,4	0,172/ 147,4	-
	0,00/ 0,0	0,055/ 47,4	+ 2,8%	0,00/ 0,0	0,055/ 47,5	+ 3,0%	0,00/ 0,0	0,055/ 47,5	+ 3,0%
	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.146.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Relativamente à secção do pilar muito armada, cuja área de armadura se encontra no Quadro 3.91, obtiveram-se os seguintes resultados (Quadros 3.153 e 3.154).

Quadro 3.153 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,18/ 3149,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3262,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,27/ 3380,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,133/ 106,1	-	0,80/ 2131,2	0,144/ 115,2	-	0,80/ 2131,2	0,155/ 123,9	-
	0,40/ 1009,3	0,201/ 160,4	-	0,40/ 1043,4	0,205/ 164,1	-	0,40/ 1075,1	0,210/ 167,7	-
	0,00/ 0,0	0,101/ 81,0	- 5,0%	0,00/ 0,0	0,102/ 81,2	- 4,8%	0,00/ 0,0	0,102/ 81,6	- 4,3%
	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,18/ 3149,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3262,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,27/ 3380,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,138/ 110,6	-	0,80/ 2131,2	0,150/ 120,1	-	0,80/ 2131,2	0,162/ 129,2	-
	0,40/ 980,2	0,210/ 167,7	-	0,40/ 1011,5	0,214/ 171,3	-	0,40/ 1044,6	0,219/ 175,0	-
	0,00/ 0,0	0,107/ 85,5	+ 0,2%	0,00/ 0,0	0,107/ 85,7	+ 0,5%	0,00/ 0,0	0,107/ 85,9	+ 0,7%
	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,18/ 3149,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3262,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,27/ 3380,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2131,2	0,145/ 115,5	-	0,80/ 2131,2	0,157/ 125,5	-	0,80/ 2131,2	0,169/ 135,0	-
	0,40/ 1174,5	0,220/ 175,5	-	0,40/ 1217,8	0,225/ 179,9	-	0,40/ 1265,5	0,231/ 184,6	-
	0,00/ 0,0	0,114/ 90,8	+ 6,4%	0,00/ 0,0	0,114/ 91,0	+ 6,7%	0,00/ 0,0	0,114/ 91,1	+ 6,8%
	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.147.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.154 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 44,4$ MPa e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,9	1,18/ 3373,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,21/ 3452,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,24/ 3525,8	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,138/ 117,9	-	0,80/ 2283,4	0,145/ 123,9	-	0,80/ 2283,4	0,152/ 129,9	-
	0,40/ 1074,1	0,204/ 174,5	-	0,40/ 1096,3	0,206/ 176,8	-	0,40/ 1118,2	0,209/ 179,4	-
	0,00/ 0,0	0,101/ 86,8	- 2,8%	0,00/ 0,0	0,102/ 86,9	- 2,7%	0,00/ 0,0	0,102/ 87,2	- 2,4%
	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,18/ 3373,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,21/ 3452,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,24/ 3525,8	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,141/ 120,7	-	0,80/ 2283,4	0,148/ 127,0	-	0,80/ 2283,4	0,155/ 133,0	-
	0,40/ 1056,0	0,209/ 178,9	-	0,40/ 1079,5	0,212/ 181,4	-	0,40/ 1098,4	0,214/ 183,6	-
	0,00/ 0,0	0,105/ 89,6	+ 0,3%	0,00/ 0,0	0,105/ 89,7	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,105/ 89,8	+ 0,6%
	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,18/ 3373,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,21/ 3452,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,24/ 3525,8	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2283,4	0,145/ 123,8	-	0,80/ 2283,4	0,152/ 130,3	-	0,80/ 2283,4	0,159/ 136,3	-
	0,40/ 1038,7	0,214/ 183,2	-	0,40/ 1061,0	0,217/ 185,7	-	0,40/ 1314,4	0,220/ 188,7	-
	0,00/ 0,0	0,108/ 92,7	+ 3,8%	0,00/ 0,0	0,108/ 92,8	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,108/ 93,0	+ 4,1%
	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,26/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.148.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

3.8.4.3. Secção executada em betão com $f_{ck} = 46,1$ MPa e aço A500NR

Ao admitir a secção do pilar pouco armada e a área de armadura do Quadro 3.85 obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.155 e 3.156).

Quadro 3.155 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,6	1,02/ 2817,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2933,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3053,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,071/ 59,3	-	0,80/ 2212,8	0,090/ 74,4	-	0,80/ 2212,8	0,102/ 84,9	-
	0,40/ 1096,2	0,136/ 112,8	-	0,40/ 1146,9	0,141/ 117,1	-	0,40/ 1199,2	0,146/ 121,3	-
	0,00/ 0,0	0,030/ 25,1	- 1,6%	0,00/ 0,0	0,030/ 25,2	- 1,2%	0,00/ 0,0	0,030/ 25,3	- 0,8%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,02/ 2817,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2933,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3053,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,073/ 61,0	-	0,80/ 2212,8	0,091/ 75,5	-	0,80/ 2212,8	0,104/ 86,0	-
	0,40/ 1103,1	0,140/ 116,1	-	0,40/ 1154,0	0,145/ 120,4	-	0,40/ 1206,7	0,150/ 124,7	-
	0,00/ 0,0	0,031/ 25,6	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,031/ 25,6	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,031/ 25,7	+ 0,8%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%
28,0	1,02/ 2817,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 2933,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3053,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,076/ 63,0	-	0,80/ 2212,8	0,092/ 76,8	-	0,80/ 2212,8	0,105/ 87,3	-
	0,40/ 1095,5	0,143/ 118,5	-	0,40/ 1146,9	0,148/ 122,9	-	0,40/ 1202,2	0,153/ 127,2	-
	0,00/ 0,0	0,032/ 26,5	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,032/ 26,6	+ 4,3%	0,00/ 0,0	0,032/ 26,6	+ 4,3%
	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -196,6	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.143.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.156 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
26,1	1,03/ 3055,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06/ 3133,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,08 / 3209,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,078/ 69,0	-	0,80/ 2370,9	0,090 / 79,7	-	0,80/ 2370,9	0,098/ 86,8	-
	0,40/ 1194,0	0,138/ 123,0	-	0,40/ 1228,3	0,142/ 125,9	-	0,40/ 1262,7	0,145/ 128,7	-
	0,00/ 0,0	0,030/ 26,5	- 0,7%	0,00/ 0,0	0,030/ 26,5	- 0,7%	0,00/ 0,0	0,030/ 26,5	- 0,7%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,03/ 3055,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06 / 3133,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,08 / 3209,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,079/ 70,4	-	0,80/ 2370,9	0,090/ 80,4	-	0,80/ 2370,9	0,098/ 87,4	-
	0,40/ 1198,5	0,141/ 125,1	-	0,40/ 1232,1	0,144/ 127,9	-	0,40/ 1268,2	0,147 / 130,8	-
	0,00/ 0,0	0,030/ 26,8	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,030/ 26,8	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,030/ 26,9	+ 0,7%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%
27,5	1,03/ 3055,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,06 / 3133,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,08/ 3209,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,080/ 71,3	-	0,80/ 2370,9	0,091/ 81,1	-	0,80/ 2370,9	0,099/ 88,2	-
	0,40/ 1200,7	0,143/ 127,2	-	0,40/ 1235,9	0,146/ 130,1	-	0,40/ 1269,7	0,149/ 132,8	-
	0,00/ 0,0	0,031/ 27,3	+ 2,2%	0,00/ 0,0	0,031/ 27,3	+ 2,2%	0,00/ 0,0	0,031/ 27,4	+ 2,6%
	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,07/ -205,3	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.144.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Para a secção do pilar razoavelmente armada, cuja área de armadura consta no Quadro 3.88, obtiveram-se os resultados presentes nos Quadros 3.157 e 3.158.

Quadro 3.157 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,07 / 2947,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 3065,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,15/ 3185,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,092/ 76,7	-	0,80/ 2212,8	0,105/ 87,4	-	0,80/ 2212,8	0,117/ 97,2	-
	0,40/ 1001,7	0,153/ 126,7	-	0,40/ 1209,0	0,157/ 130,3	-	0,40/ 1244,7	0,162/ 134,8	-
	0,00/ 0,0	0,052/ 42,9	- 2,5%	0,00/ 0,0	0,052/ 43,1	- 2,0%	0,00/ 0,0	0,052/ 43,2	- 1,8%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,07/ 2947,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 3065,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,15/ 3185,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,095/ 78,6	-	0,80/ 2212,8	0,108/ 89,5	-	0,80/ 2212,8	0,120/ 99,5	-
	0,40/ 1173,0	0,158/ 131,0	-	0,40/ 1212,0	0,163/ 135,6	-	0,40/ 1250,9	0,169/ 140,2	-
	0,00/ 0,0	0,053/ 44,3	+ 0,7%	0,00/ 0,0	0,053/ 44,3	+ 0,7%	0,00/ 0,0	0,053/ 44,4	+ 0,9%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,07/ 2947,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,11 / 3065,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,15/ 3185,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,097/ 80,6	-	0,80/ 2212,8	0,110/ 91,7	-	0,80/ 2212,8	0,123/ 102,0	-
	0,40/ 1189,5	0,164/ 136,3	-	0,40/ 1229,2	0,170/ 141,0	-	0,40/ 1267,2	0,175/ 145,4	-
	0,00/ 0,0	0,056/ 46,2	+ 5,0%	0,00/ 0,0	0,056/ 46,3	+ 5,2%	0,00/ 0,0	0,056/ 46,3	+ 5,2%
	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,13/ -349,5	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.145.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.158 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,9	1,07/ 3184,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3265,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 3345,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,098/ 86,7	-	0,80/ 2370,9	0,105/ 93,8	-	0,80/ 2370,9	0,113/ 100,4	-
	0,40/ 1255,5	0,155/ 137,6	-	0,40/ 1279,9	0,158/ 140,6	-	0,40/ 1303,0	0,161/ 143,5	-
	0,00/ 0,0	0,051/ 45,5	- 1,3%	0,00/ 0,0	0,051/ 45,5	- 1,3%	0,00/ 0,0	0,051/ 45,6	- 1,1%
	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,07/ 3184,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3265,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 3345,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,099/ 88,0	-	0,80/ 2370,9	0,107/ 95,1	-	0,80/ 2370,9	0,114/ 101,7	-
	0,40/ 1257,1	0,159/ 141,0	-	0,40/ 1283,1	0,162/ 143,9	-	0,40/ 1308,7	0,165/ 146,8	-
	0,00/ 0,0	0,052/ 46,4	+ 0,7%	0,00/ 0,0	0,052/ 46,4	+ 0,7%	0,00/ 0,0	0,052/ 46,4	+ 0,7%
	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,07/ 3184,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,10/ 3265,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 3345,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,100/ 89,2	-	0,80/ 2370,9	0,108/ 96,2	-	0,80/ 2370,9	0,116/ 103,2	-
	0,40/ 1266,4	0,162/ 144,2	-	0,40/ 1292,6	0,166/ 147,1	-	0,40/ 1318,5	0,169/ 150,1	-
	0,00/ 0,0	0,053/ 47,5	+ 3,0%	0,00/ 0,0	0,053/ 47,5	+ 3,0%	0,00/ 0,0	0,053/ 47,5	+ 3,0%
	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,12/ -365,1	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.146.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Admitindo a secção do pilar muito armada, cuja área de armadura consta no Quadro 3.91 da presente dissertação, obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.159 e 3.160).

Quadro 3.159 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,17/ 3249,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3371,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3489,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,128/ 106,5	-	0,80/ 2212,8	0,140/ 115,9	-	0,80/ 2212,8	0,151/ 125,2	-
	0,40/ 1033,0	0,195/ 162,1	-	0,40/ 1073,1	0,201/ 166,6	-	0,40/ 1106,6	0,206/ 170,8	-
	0,00/ 0,0	0,098/ 81,2	- 4,8%	0,00/ 0,0	0,098/ 81,5	- 4,5%	0,00/ 0,0	0,099/ 81,8	- 4,1%
	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,17/ 3249,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3371,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3489,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,134/ 111,0	-	0,80/ 2212,8	0,146/ 120,9	-	0,80/ 2212,8	0,157/ 130,2	-
	0,40/ 1013,2	0,206/ 170,6	-	0,40/ 1046,0	0,210/ 174,3	-	0,40/ 1077,6	0,215/ 178,0	-
	0,00/ 0,0	0,103/ 85,7	+ 0,5%	0,00/ 0,0	0,103/ 85,8	+ 0,6%	0,00/ 0,0	0,104/ 86,0	+ 0,8%
	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,17/ 3249,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,22/ 3371,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3489,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2212,8	0,139/ 115,6	-	0,80/ 2212,8	0,152/ 125,9	-	0,80/ 2212,8	0,164/ 135,7	-
	0,40/ 994,9	0,215/ 178,2	-	0,40/ 1029,5	0,219/ 182,0	-	0,40/ 1061,4	0,224/ 185,6	-
	0,00/ 0,0	0,110/ 91,0	+ 6,7%	0,00/ 0,0	0,110/ 91,1	+ 6,8%	0,00/ 0,0	0,110/ 91,1	+ 6,8%
	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -698,9	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.147.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.160 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e aço A500NR, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,9	1,18/ 3487,0	0,000/ 0,0	0,0%	1,20/ 3563,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3644,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,133/ 118,4	-	0,80/ 2370,9	0,140/ 124,9	-	0,80/ 2370,9	0,147/ 130,9	-
	0,40/ 1110,7	0,200/ 177,6	-	0,40/ 1129,3	0,202/ 179,9	-	0,40/ 1153,9	0,205/ 182,6	-
	0,00/ 0,0	0,098/ 87,0	- 2,6%	0,00/ 0,0	0,098/ 87,1	- 2,5%	0,00/ 0,0	0,098/ 87,3	- 2,2%
	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,18/ 3487,0	0,000/ 0,0	0,0%	1,20/ 3563,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3644,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,136/ 121,2	-	0,80/ 2370,9	0,144/ 127,6	-	0,80/ 2370,9	0,151/ 134,0	-
	0,40/ 1093,7	0,205/ 182,1	-	0,40/ 1113,7	0,208/ 184,6	-	0,40/ 1136,1	0,210/ 187,0	-
	0,00/ 0,0	0,101/ 89,7	+ 0,4%	0,00/ 0,0	0,101/ 89,8	+ 0,6%	0,00/ 0,0	0,101/ 90,0	+ 0,8%
	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,18/ 3487,0	0,000/ 0,0	0,0%	1,20/ 3563,7	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3644,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2370,9	0,140/ 124,0	-	0,80/ 2370,9	0,147/ 130,7	-	0,80/ 2370,9	0,154/ 137,1	-
	0,40/ 1073,3	0,210/ 186,3	-	0,40/ 1092,8	0,212/ 188,7	-	0,40/ 1115,7	0,215/ 191,3	-
	0,00/ 0,0	0,104/ 92,8	+ 3,9%	0,00/ 0,0	0,104/ 92,9	+ 4,0%	0,00/ 0,0	0,104/ 92,9	+ 4,0%
	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%	-0,25/ -730,5	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.148.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

3.8.4.4. Secção executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591\text{MPa}$

Nos quadros seguintes (Quadros 3.161 e 3.162) encontram-se os valores obtidos para a secção do pilar pouco armada, cuja área de armadura considerada consta no Quadro 3.85.

Quadro 3.161 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,6	1,03/ 2466,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2570,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2675,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,087/ 63,0	-	0,80/ 1920,0	0,101/ 72,4	-	0,80/ 1920,0	0,112/ 81,4	-
	0,40/ 947,4	0,145/ 104,5	-	0,40/ 986,3	0,150/ 108,1	-	0,40/ 1027,7	0,155/ 111,9	-
	0,00/ 0,0	0,040/ 29,1	+14,1%	0,00/ 0,0	0,040/ 29,2	+14,5%	0,00/ 0,0	0,041/ 29,2	+14,5%
	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,03/ 2466,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2570,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2675,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,089/ 64,2	-	0,80/ 1920,0	0,103/ 73,9	-	0,80/ 1920,0	0,115/ 82,7	-
	0,40/ 948,6	0,151/ 108,7	-	0,40/ 987,6	0,156/ 112,3	-	0,40/ 1029,0	0,161/ 116,0	-
	0,00/ 0,0	0,042/ 29,9	+17,3%	0,00/ 0,0	0,042/ 29,9	+17,3%	0,00/ 0,0	0,042/ 30,0	+17,6%
	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%
28,0	1,03/ 2466,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2570,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,11/ 2675,2	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,091/ 65,6	-	0,80/ 1920,0	0,105/ 75,3	-	0,80/ 1920,0	0,118/ 84,5	-
	0,40/ 953,4	0,155/ 111,5	-	0,40/ 985,1	0,160/ 115,0	-	0,40/ 1017,9	0,165/ 118,5	-
	0,00/ 0,0	0,043/ 31,2	+22,4%	0,00/ 0,0	0,043/ 31,2	+22,4%	0,00/ 0,0	0,043/ 31,2	+22,4%
	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,10/ -232,3	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.143.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.162 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção pouco armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
26,1	1,04/ 2669,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2808,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,093/ 71,4	-	0,80/ 2057,1	0,101/ 77,6	-	0,80/ 2057,1	0,108/ 83,6	-
	0,40/ 1030,3	0,147/ 113,7	-	0,40/ 1050,7	0,151/ 116,3	-	0,40/ 1078,4	0,154/ 118,9	-
	0,00/ 0,0	0,040/ 30,7	+15,0%	0,00/ 0,0	0,040/ 30,8	+15,4%	0,00/ 0,0	0,040/ 30,8	+15,4%
	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%
26,8	1,04/ 2669,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2808,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,094/ 72,4	-	0,80/ 2057,1	0,102/ 78,6	-	0,80/ 2057,1	0,110/ 84,5	-
	0,40/ 1028,3	0,151/ 116,8	-	0,40/ 1053,4	0,155/ 119,2	-	0,40/ 1081,8	0,158/ 121,8	-
	0,00/ 0,0	0,041/ 31,3	+17,2%	0,00/ 0,0	0,041/ 31,4	+17,6%	0,00/ 0,0	0,041/ 31,4	+17,6%
	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%
27,5	1,04/ 2669,9	0,000/ 0,0	0,0%	1,07/ 2739,5	0,000/ 0,0	0,0%	1,09/ 2808,9	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,095/ 73,1	-	0,80/ 2057,1	0,103/ 79,5	-	0,80/ 2057,1	0,111/ 85,5	-
	0,40/ 1021,1	0,154/ 118,7	-	0,40/ 1049,4	0,157/ 121,1	-	0,40/ 1075,6	0,160/ 123,4	-
	0,00/ 0,0	0,042/ 32,1	+20,2%	0,00/ 0,0	0,042/ 32,1	+20,2%	0,00/ 0,0	0,042/ 32,1	+20,2%
	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,09/ -242,9	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.144.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Em relação à secção do pilar razoavelmente armada, cuja área de armadura consta no Quadro 3.88 da presente dissertação, obtiveram-se os resultados que constam nos quadros seguintes (Quadros 3.163 e 3.164).

Quadro 3.163 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,08/ 2597,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 2701,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2806,5	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,110/ 78,9	-	0,80/ 1920,0	0,122/ 87,7	-	0,80/ 1920,0	0,133/ 95,8	-
	0,40/ 966,7	0,167/ 120,3	-	0,40/ 995,5	0,172/ 123,9	-	0,40/ 1026,1	0,178/ 127,9	-
	0,00/ 0,0	0,069/ 49,6	+12,7%	0,00/ 0,0	0,069/ 49,7	+13,0%	0,00/ 0,0	0,069/ 49,9	+13,4%
	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,08/ 2597,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 2701,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2806,5	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,113/ 81,5	-	0,80/ 1920,0	0,126/ 90,4	-	0,80/ 1920,0	0,137/ 98,7	-
	0,40/ 966,0	0,177/ 127,7	-	0,40/ 999,4	0,183/ 131,9	-	0,40/ 1029,5	0,189/ 135,9	-
	0,00/ 0,0	0,072/ 51,6	+17,3%	0,00/ 0,0	0,072/ 51,7	+17,5%	0,00/ 0,0	0,072/ 51,8	+17,7%
	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,08/ 2597,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,13/ 2701,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,17/ 2803,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,117/ 84,0	-	0,80/ 1920,0	0,130/ 93,3	-	0,80/ 1920,0	0,142/ 102,0	-
	0,40/ 962,9	0,186/ 133,9	-	0,40/ 991,5	0,191/ 137,3	-	0,40/ 1016,7	0,195/ 140,6	-
	0,00/ 0,0	0,075/ 54,3	+23,4%	0,00/ 0,0	0,075/ 54,4	+23,6%	0,00/ 0,0	0,076/ 54,4	+23,6%
	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -413,1	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.145.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.164 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção razoavelmente armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd [*]	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd [*]	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd [*]
25,9	1,09/ 2800,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2869,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,1	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,114/ 88,3	-	0,80/ 2057,1	0,122/ 94,1	-	0,80/ 2057,1	0,129/ 99,7	-
	0,40/ 1031,9	0,171/ 131,7	-	0,40/ 1051,7	0,174/ 134,3	-	0,40/ 1073,9	0,177/ 136,8	-
	0,00/ 0,0	0,068/ 52,7	+14,3%	0,00/ 0,0	0,069/ 52,8	+14,5%	0,00/ 0,0	0,069/ 52,9	+14,8%
	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,09/ 2800,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2869,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,1	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,117/ 89,9	-	0,80/ 2057,1	0,124/ 95,7	-	0,80/ 2057,1	0,131/ 101,4	-
	0,40/ 1038,8	0,177/ 136,8	-	0,40/ 1058,0	0,181/ 139,4	-	0,40/ 1080,3	0,184/ 142,0	-
	0,00/ 0,0	0,070/ 54,1	17,4%	0,00/ 0,0	0,070/ 54,1	+17,4%	0,00/ 0,0	0,070/ 54,2	+17,6%
	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,09/ 2800,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,12/ 2869,1	0,000/ 0,0	0,0%	1,14/ 2941,1	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,119/ 91,6	-	0,80/ 2057,1	0,126/ 97,6	-	0,80/ 2057,1	0,134/ 103,2	-
	0,40/ 1036,7	0,183/ 141,1	-	0,40/ 1055,9	0,186/ 143,5	-	0,40/ 1073,9	0,189/ 145,7	-
	0,00/ 0,0	0,072/ 55,6	+20,6%	0,00/ 0,0	0,072/ 55,7	+20,8%	0,00/ 0,0	0,072/ 55,7	+20,8%
	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%	-0,17/ -431,9	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.146.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Finalmente apresentam-se os resultados relativos à secção do pilar muito armada (Quadros 3.165 e 3.166), na qual se considerou a área de armadura do Quadro 3.91.

Quadro 3.165 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	28,7			30,0			31,3		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,4	1,21/ 2895,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3106,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,158/ 113,8	-	0,80/ 1920,0	0,169/ 121,6	-	0,80/ 1920,0	0,180/ 129,2	-
	0,40/ 880,9	0,224/ 161,1	-	0,40/ 915,6	0,229/ 164,9	-	0,40/ 951,7	0,234/ 168,7	-
	0,00/ 0,0	0,130/ 93,7	+ 9,8%	0,00/ 0,0	0,130/ 93,9	+10,1%	0,00/ 0,0	0,131/ 94,3	+10,6%
	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,21/ 2895,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3106,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,166/ 119,7	-	0,80/ 1920,0	0,178/ 128,1	-	0,80/ 1920,0	0,189/ 136,0	-
	0,40/ 896,5	0,242/ 174,4	-	0,40/ 930,3	0,247/ 177,9	-	0,40/ 964,5	0,252/ 181,4	-
	0,00/ 0,0	0,139/ 99,9	+17,1%	0,00/ 0,0	0,139/ 100,0	+17,2%	0,00/ 0,0	0,139/ 100,3	+17,6%
	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%
27,8	1,21/ 2895,8	0,000/ 0,0	0,0%	1,25/ 3000,3	0,000/ 0,0	0,0%	1,29/ 3106,6	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 1920,0	0,175/ 126,0	-	0,80/ 1920,0	0,187/ 134,7	-	0,80/ 1920,0	0,199/ 143,2	-
	0,40/ 888,0	0,255/ 184,0	-	0,40/ 923,0	0,260/ 187,5	-	0,40/ 955,4	0,265/ 190,8	-
	0,00/ 0,0	0,148/ 106,8	+25,2%	0,00/ 0,0	0,149/ 106,9	+25,3%	0,00/ 0,0	0,148/ 106,9	+25,3%
	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -826,3	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.147.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

Quadro 3.166 - Síntese dos valores obtidos para a secção do pilar executada em betão C40/50 e aço com $f_y = 591$ MPa, aplicando as tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 e considerando a secção muito armada.

b ± Δb (cm)	29,2			30,0			30,8		
d ± Δd (cm)	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *	v/N_{Rd} (- / KN)	μ/M_{Rd} (- / KNm)	%erro,MRd *
25,9	1,21/ 3102,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3167,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3235,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,163/ 125,9	-	0,80/ 2057,1	0,170/ 131,0	-	0,80/ 2057,1	0,177/ 136,3	-
	0,40/ 947,4	0,229/ 176,6	-	0,40/ 969,8	0,232/ 179,3	-	0,40/ 992,3	0,235/ 181,6	-
	0,00/ 0,0	0,131/ 100,8	+12,9%	0,00/ 0,0	0,131/ 101,0	+13,1%	0,00/ 0,0	0,131/ 101,2	+13,3%
	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%
26,6	1,21/ 3102,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3167,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3235,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,168/ 129,5	-	0,80/ 2057,1	0,175/ 135,0	-	0,80/ 2057,1	0,182/ 140,2	-
	0,40/ 958,7	0,240/ 185,4	-	0,40/ 979,9	0,243/ 187,5	-	0,40/ 1002,5	0,246/ 189,8	-
	0,00/ 0,0	0,135/ 104,5	+17,0%	0,00/ 0,0	0,136/ 104,7	+17,2%	0,00/ 0,0	0,136/ 104,8	+17,4%
	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%
27,3	1,21/ 3102,4	0,000/ 0,0	0,0%	1,23/ 3167,2	0,000/ 0,0	0,0%	1,26/ 3235,3	0,000/ 0,0	0,0%
	0,80/ 2057,1	0,173/ 133,5	-	0,80/ 2057,1	0,180/ 139,1	-	0,80/ 2057,1	0,187/ 144,4	-
	0,40/ 954,1	0,248/ 191,2	-	0,40/ 976,8	0,251/ 193,5	-	0,40/ 999,4	0,254/ 195,9	-
	0,00/ 0,0	0,141/ 108,7	+21,7%	0,00/ 0,0	0,141/ 108,7	+21,7%	0,00/ 0,0	0,141/ 108,7	+21,7%
	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%	-0,34/ -863,8	0,000/ 0,0	0,0%

(*) Tendo em conta os valores do momento resistente da secção de referência presente no Quadro 3.148.

(-) Não são comparáveis porque os níveis de esforço axial são diferentes, pelo que se optou por não apresentar os valores.

3.8.5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Apresentados nos subcapítulos 3.8.3 e 3.8.4 os resultados obtidos para a secção da viga e do pilar, respetivamente, com o objetivo de verificar a influência na resistência da estrutura do material especificado em projeto e o aplicado em obra, procede-se, em seguida, à análise dos resultados.

3.8.5.1. Secção da viga

De forma a poder analisar a influência na resistência da viga do material especificado em projeto e o aplicado em obra apresentam-se nas Figuras 3.22 e 3.23 os gráficos que representam a variação do momento resistente aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2.

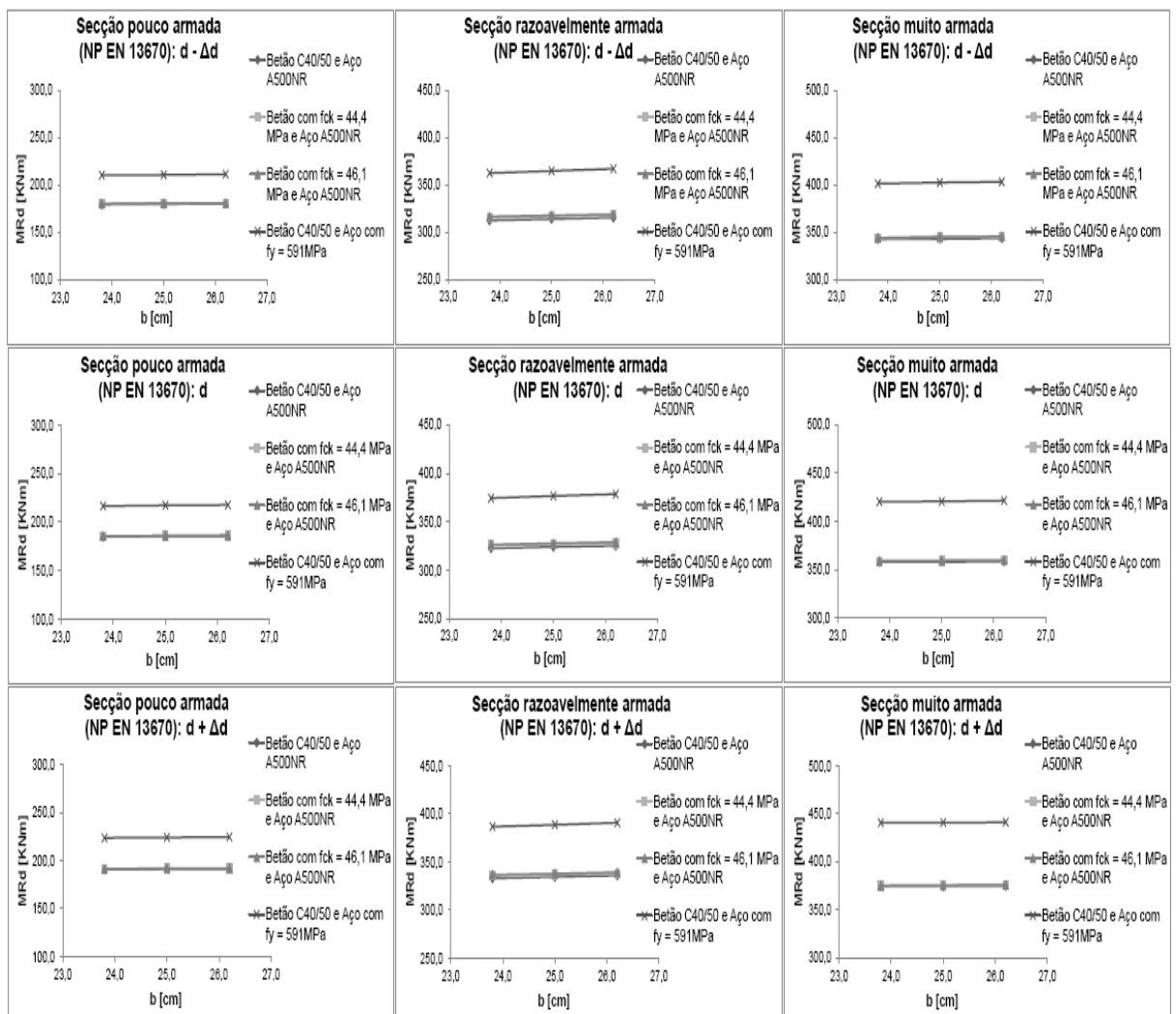


Figura 3.22 – Influência da variação da resistência dos materiais, aço e betão, na resistência da secção da viga, aplicando as tolerâncias da norma NP EN 13670.

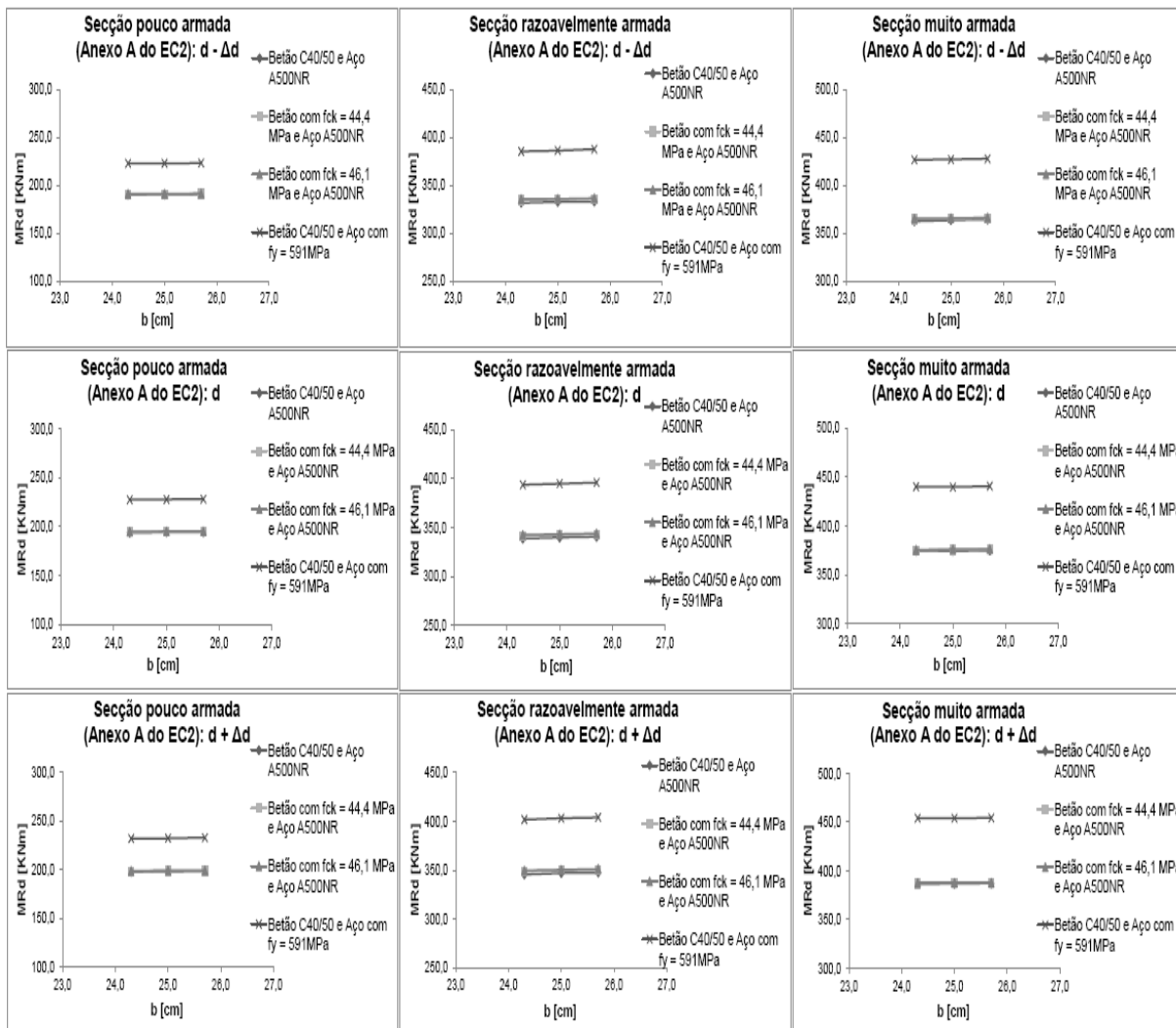


Figura 3.23 - Influência da variação da resistência dos materiais, aço e betão, na resistência da secção da viga, aplicando as tolerâncias do Anexo A do EC2.

Ao analisar os gráficos da Figuras 3.22 e 3.23 é possível concluir que a variação do valor característico da resistência do betão à compressão (f_{ck}) tem pouco impacto na resistência da secção (as retas que representam a variação da resistência do betão mantêm-se muito próximas). Isto porque, e como ilustrado na Figura 3.24, “ao aumentar a resistência do betão, diminui a área comprimida necessária para a mesma força” [27], a posição da linha neutra “sobe” ligeiramente com o conseqüente aumento do braço do binário (z), pelo que o momento resistente da secção sofre um pequeno aumento.

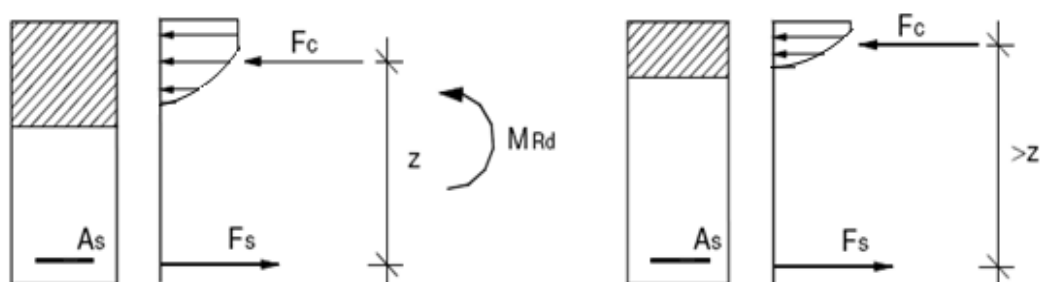


Figura 3.24 – Influência do aumento do valor característico da resistência do betão à compressão (f_{ck}) na resistência da secção (adaptado de [16]).

Quanto ao aumento da tensão de cedência (f_y), comparativamente com o aumento de f_{ck} , têm maior impacto na resistência da secção, pelo que a reta dos gráficos (Figura 3.22 e 3.23) que representa a variação de f_y se distancia das retas que representam a variação da resistência do betão. Uma vez que ao aumentar f_y aumenta a força de tração ($F_s = A_s \times f_y$), por consequência, aumenta a área comprimida de betão o que faz com que o braço do binário diminua ligeiramente. No entanto, o aumento da força de tração, que resulta do aumento de f_y , tem mais impacto que a diminuição do braço do binário, pelo que se regista um aumento do valor do momento resistente superior ao registado aquando do aumento de f_{ck} .

Analisando os valores da percentagem de erro do momento resistente presentes no subcapítulo 3.8.3, no Quadro 3.167 apresenta-se a influência máxima, na resistência da secção da viga, da variação da resistência dos materiais.

Quadro 3.167 - Influência máxima na resistência da secção da viga da variação da resistência dos materiais.

Influência máxima na resistência da secção da viga da variação da resistência dos materiais		
Norma:	Betão	Aço
NP EN 13670	1,3%	23,1%
Anexo A do EC2	1,1%	21,2%

Ao analisar o quadro anterior (Quadro 3.167), conclui-se que o aço tem uma influência máxima na resistência da secção na ordem dos 23,1%, enquanto que a variação da resistência do betão apenas tem uma influência de 1,3%, sendo estes valores registados quando se aplica as tolerâncias da norma NP EN 13670. No que às tolerâncias do Anexo A do EC2 diz respeito, regista-se uma menor influência na resistência da secção: 21,2% no caso do aumento da tensão de cedência do aço e 1,1% quando se varia a resistência do betão.

Após analisar a influência da variação dos materiais chega-se à conclusão que o aço é o material que assume particular importância no comportamento da secção (permite uma maior variação da resistência). Isto deve-se ao facto de que, e como já referido no subcapítulo 3.4.2.3, em projeto é importante garantir que na situação de rotura as armaduras se encontrem em cedência. Em primeiro lugar por razões económicas, dado que permite aproveitar completamente a capacidade resistente das armaduras. E por último, mas não menos importante, para que o elemento de betão armado apresente ductilidade numa situação de rotura, ou seja, apresente deformações apreciáveis por cedência das armaduras, sem perda da capacidade resistente.

Relativamente à variação do valor do momento resistente provocado pelo aumento da tensão de cedência do aço (Quadro 3.168), verifica-se que com o aumento da percentagem de armadura regista-se, face à secção com betão C40/50 e aço A500NR (secção de referência), um aumento de 25,1% no caso da aplicação das tolerâncias da norma NP EN 13670 para a secções pouco e razoavelmente armadas, e, respetivamente, de 22,5% e 22,0% no caso da aplicação das tolerâncias do Anexo A do EC2.

Quadro 3.168 - Variação do valor do momento resistente da secção da viga com o aumento do valor da tensão de cedência do aço.

		Norma NP EN 13670				Anexo A do EC2			
		$M_{Rd,max}$ (KNm)	$M_{Rd,min}$ (KNm)	ΔM_{Rd} (KNm)	$\%_{erro,\Delta MRd}$	$M_{Rd,max}$ (KNm)	$M_{Rd,min}$ (KNm)	ΔM_{Rd} (KNm)	$\%_{erro,\Delta MRd}$
SPA	Armadura	224,4	179,4	45,0	25,1%	232,7	189,9	42,8	22,5%
SRA	tração	390,5	312,2	78,3	25,1%	404,3	331,4	72,9	22,0%
SMA	Armadura compressão	441,1	342,5	98,6	28,8%	454,1	362,3	91,8	25,3%

Nota: SPA – Secção Pouco Armada; SRA – Secção Razoavelmente Armada; SMA – Secção Muito Armada.

Na secção muito armada, e apesar de não se apresentarem os valores para esta secção apenas com armadura de tração, por conduzir a uma rotura frágil, é importante salientar, e de forma a poder compreender a influência da armadura de compressão, que a variação do momento resistente face à secção de referência é muito superior ao registado nas secções pouco e razoavelmente armadas. Mas a sua importância face à secção de referência é praticamente igual às secções pouco e razoavelmente armadas.

Com a colocação de armadura de compressão, e mantendo a percentagem de armadura em 2%, regista-se, face às secções anteriores, um aumento da variação do valor do momento resistente. No entanto, e apesar desse aumento ser inferior ao registado quando se colocou apenas armadura de tração na secção muito armada, a sua importância face à secção de referência é maior: 28,8% no caso da norma NP EN 13670 e de 25,3% no caso do Anexo A do EC2. Isto porque, ao colocar armadura de compressão (Figura 3.25), a força de compressão, que na secção só com armadura de tração era distribuída pelo betão, agora passa a ser distribuída entre o betão e a armadura. Como a armadura tem um módulo de elasticidade superior ao do betão, “*para a mesma deformação (...) irá corresponder-lhe uma*

maior tensão e, conseqüentemente, a absorção de uma parte importante da força de compressão. Como consequência, o centro de gravidade da força de compressão “sobe”, aproximando-se da fibra mais comprimida, conduzindo ao aumento do braço do binário e ao correspondente aumento do momento fletor da secção” [28]. Assim sendo, a colocação de armadura de compressão conduz à colocação de menor armadura de tração pelo que a altura útil, em relação à secção razoavelmente armada, diminui ligeiramente.

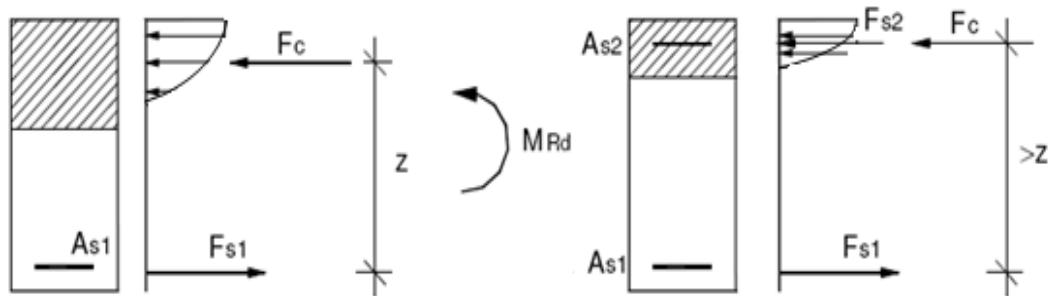


Figura 3.25 - Influência da armadura de compressão na resistência da secção (adaptado de [16]).

Finalizada a análise da secção da viga apresenta-se no subcapítulo seguinte a análise dos resultados referentes à secção do pilar.

3.8.5.2. Secção do pilar

Nas Figuras 3.27 à 3.34 apresentam-se os diagramas de interação da secção do pilar, em função da variação da resistência dos materiais, aço e betão, e aplicando as tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2. Através da análise destes diagramas de interação, e tendo em conta o diagrama da Figura 3.26, é possível chegar às conclusões descritas nos parágrafos seguintes.

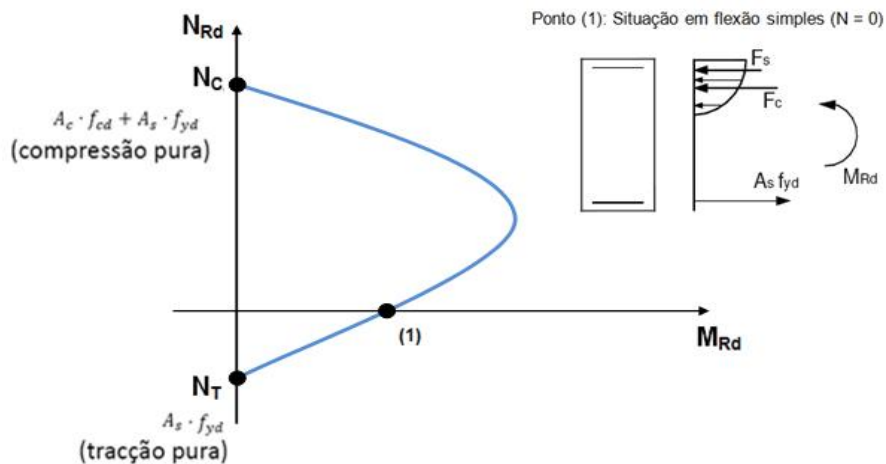


Figura 3.26 – Representação dos pontos do diagrama de interação em análise no presente estudo (adaptado de [23, 29]).

Com o aumento da resistência do betão (aumento do valor de f_{ck}) aumenta o valor do esforço axial de compressão (N_c), ou seja a secção apresenta maior resistência à compressão (maior distanciamento das curvas em relação à curva da secção de referência). Ao aumentar as compressões regista-se uma pequena variação do momento resistente em (1), pelo que se conclui que o aumento de f_{ck} tem pouco impacto na resistência à flexão da secção.

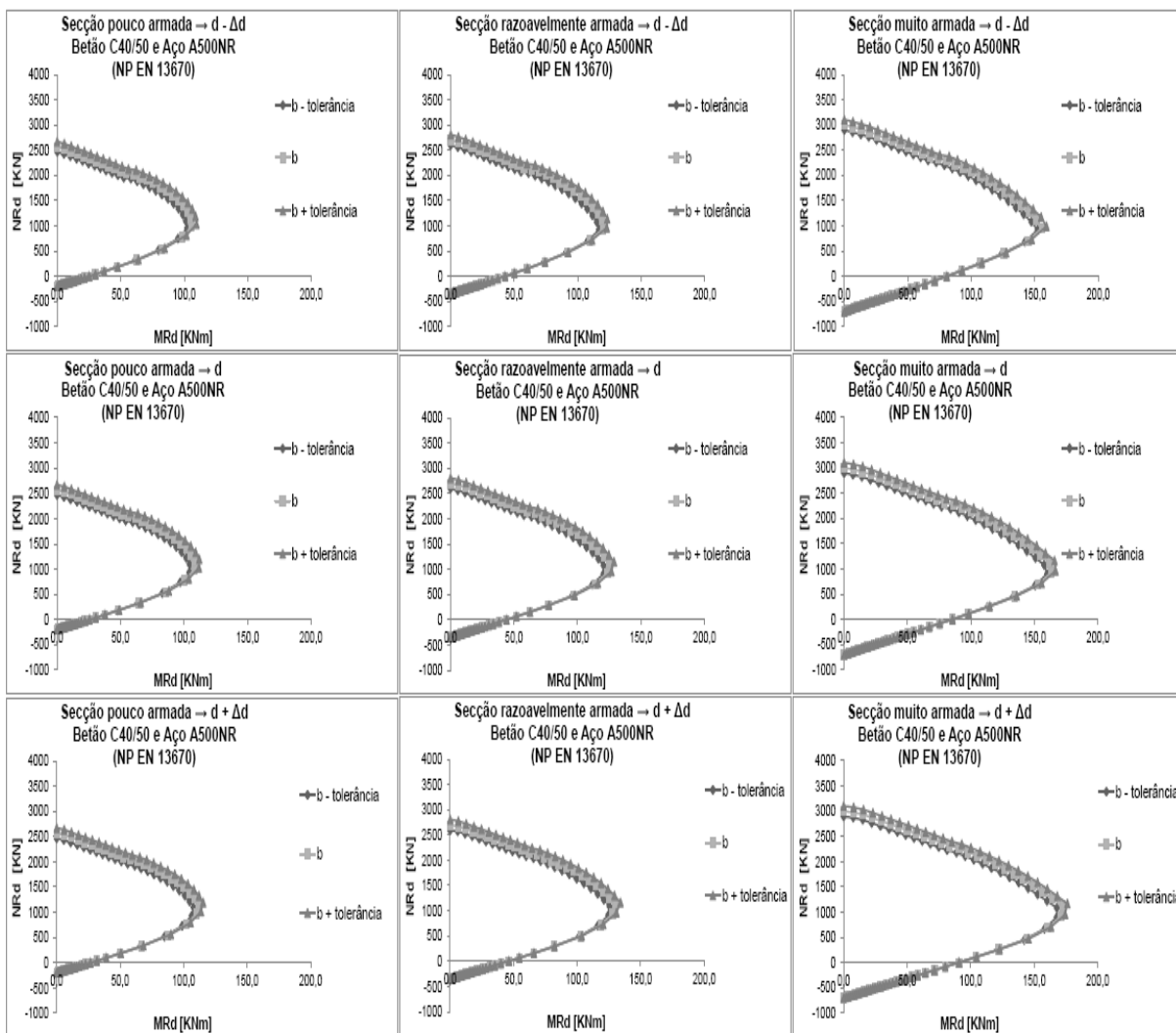


Figura 3.27 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.

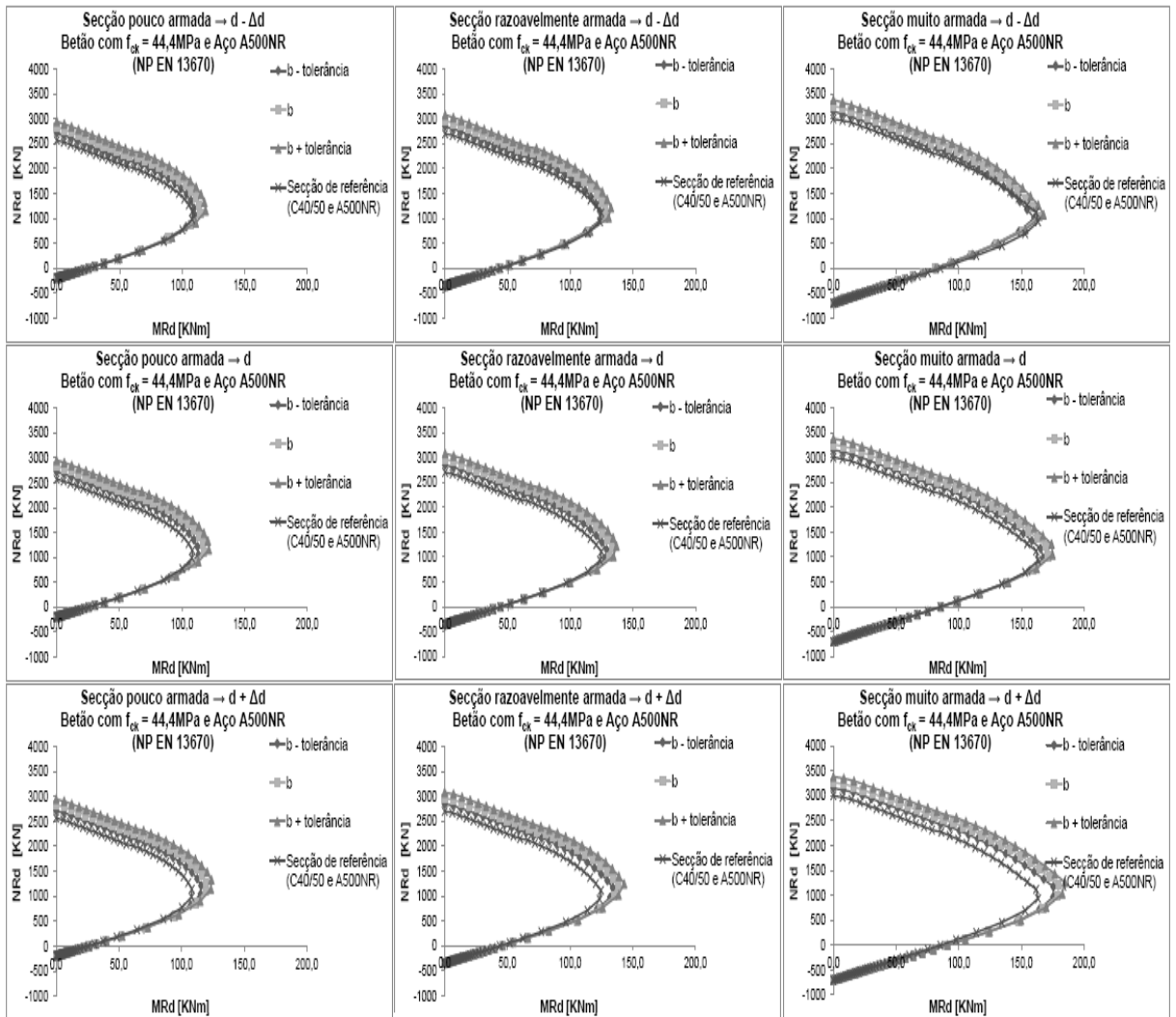


Figura 3.28 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 44,4\text{MPa}$ e o aço A500NR.

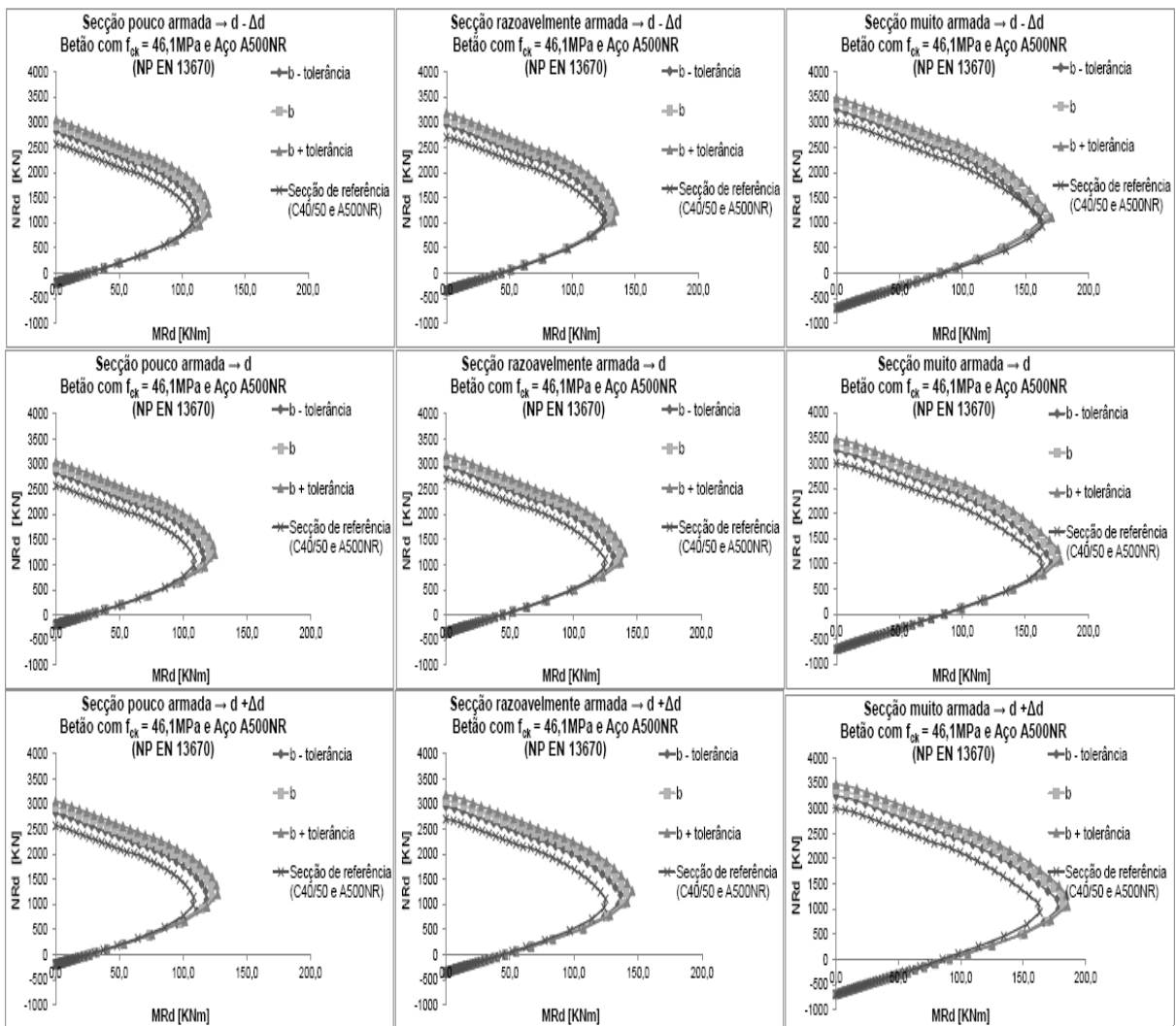


Figura 3.29 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e o aço A500NR.

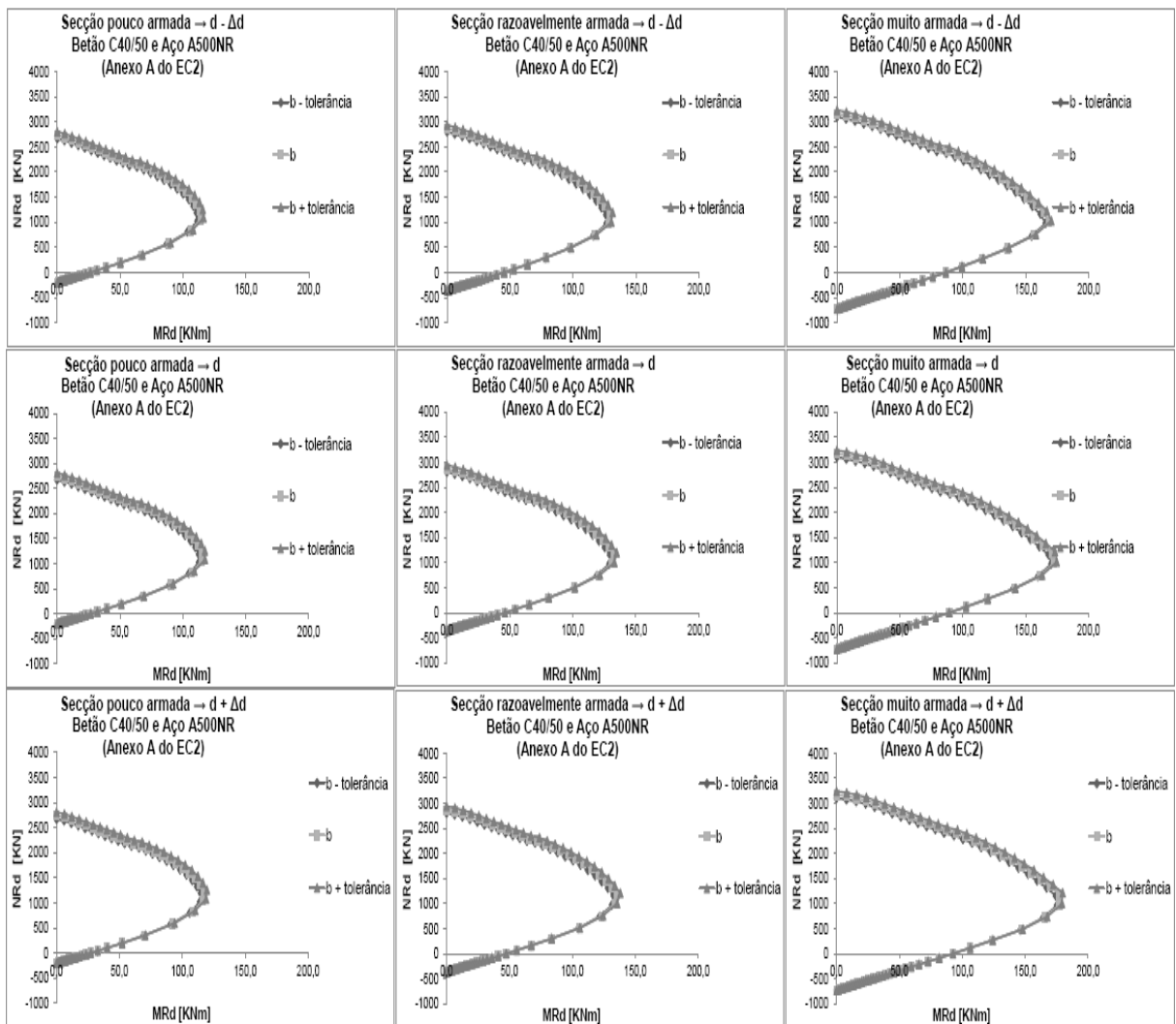


Figura 3.30 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço A500NR.

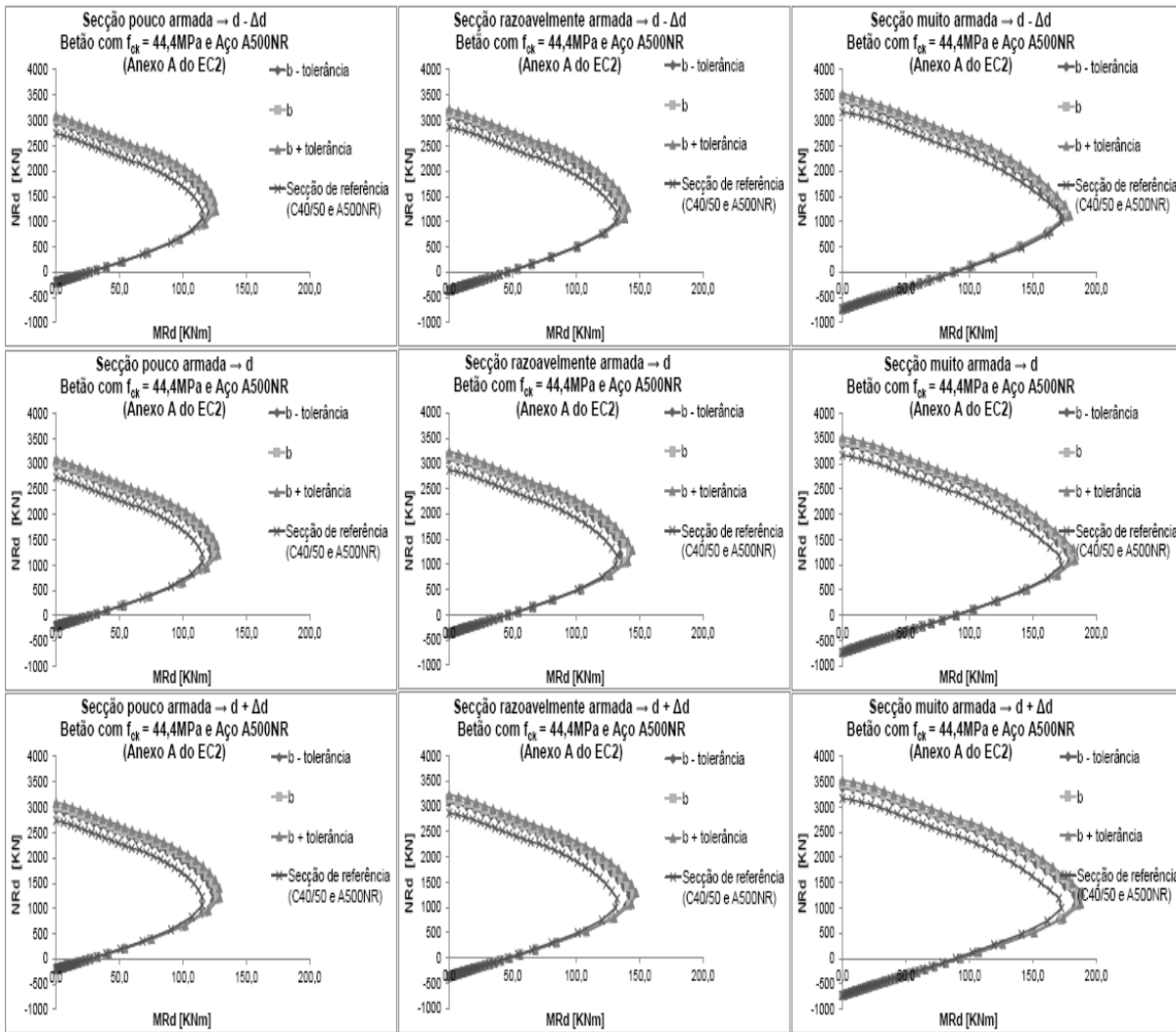


Figura 3.31 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 44,4\text{MPa}$ e o aço A500NR.

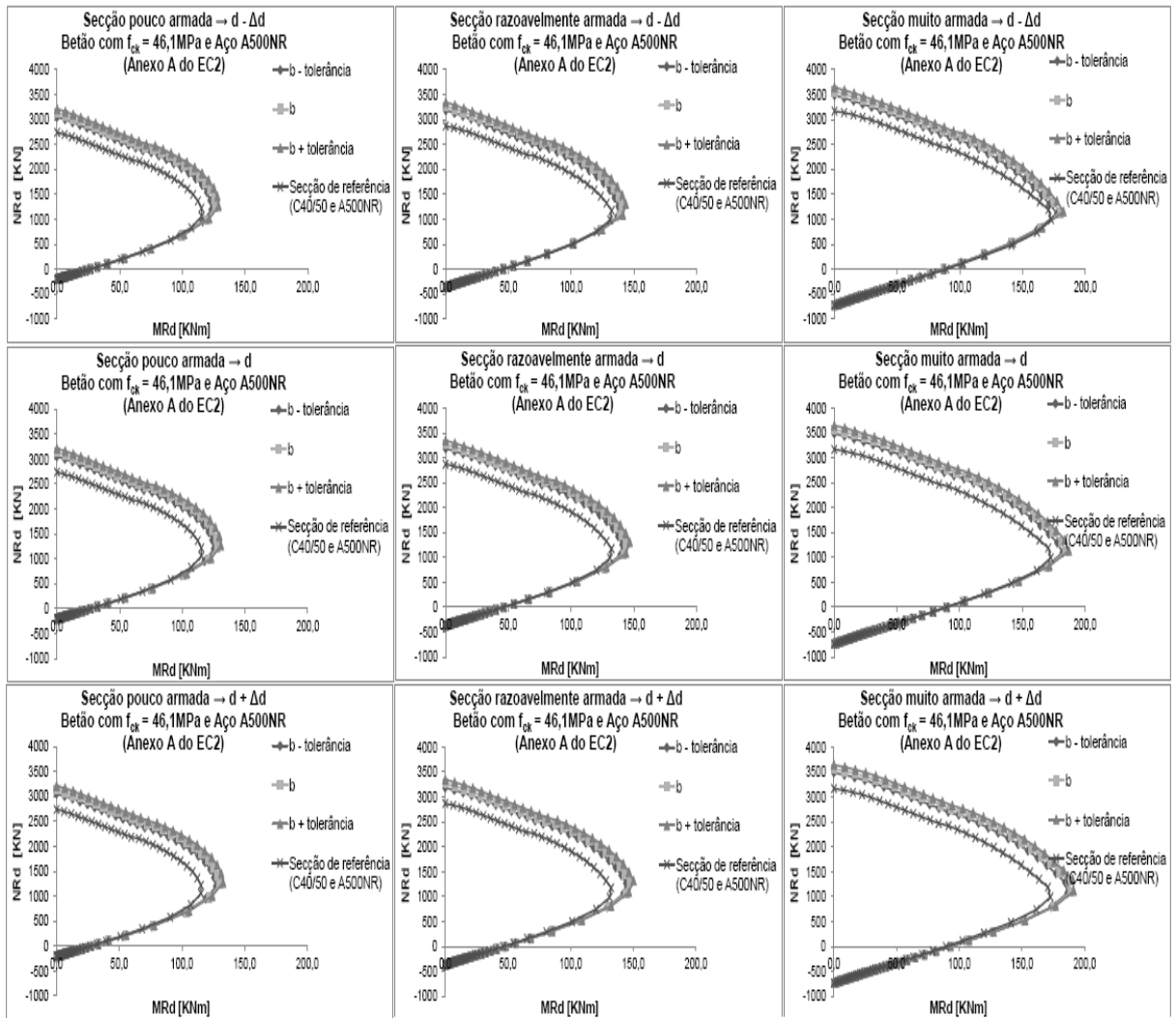


Figura 3.32 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão com $f_{ck} = 46,1\text{MPa}$ e o aço A500NR.

Ao aumentar a tensão de cedência (f_y) do aço aumenta o esforço de tração e o momento resistente da secção. Assim sendo, regista-se uma maior variação do valor do momento resistente face ao da secção de referência, pelo que se conclui que o aumento de f_y tem maior impacto na resistência da secção.

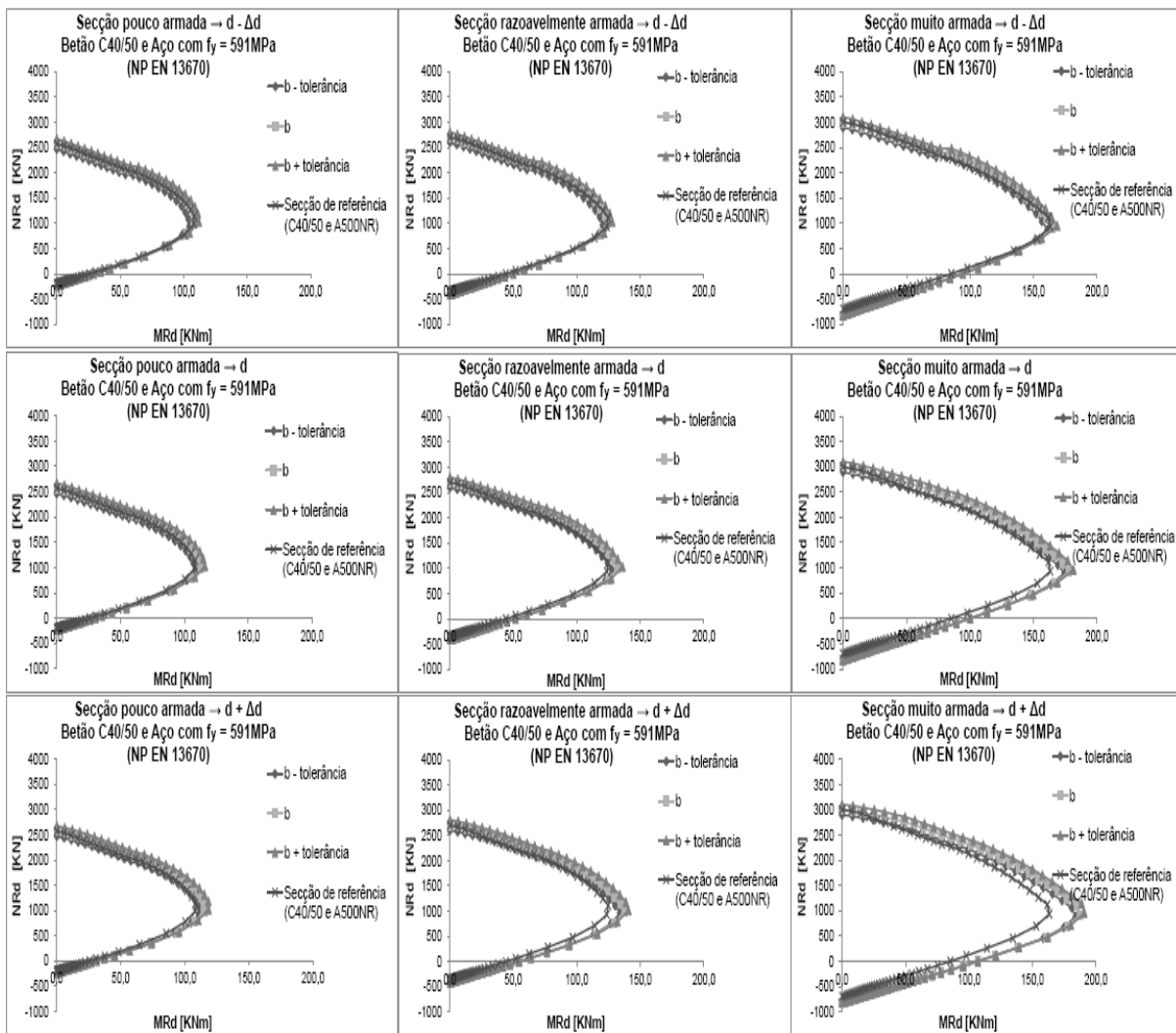


Figura 3.33 - Influência das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço com $f_y = 591\text{MPa}$.

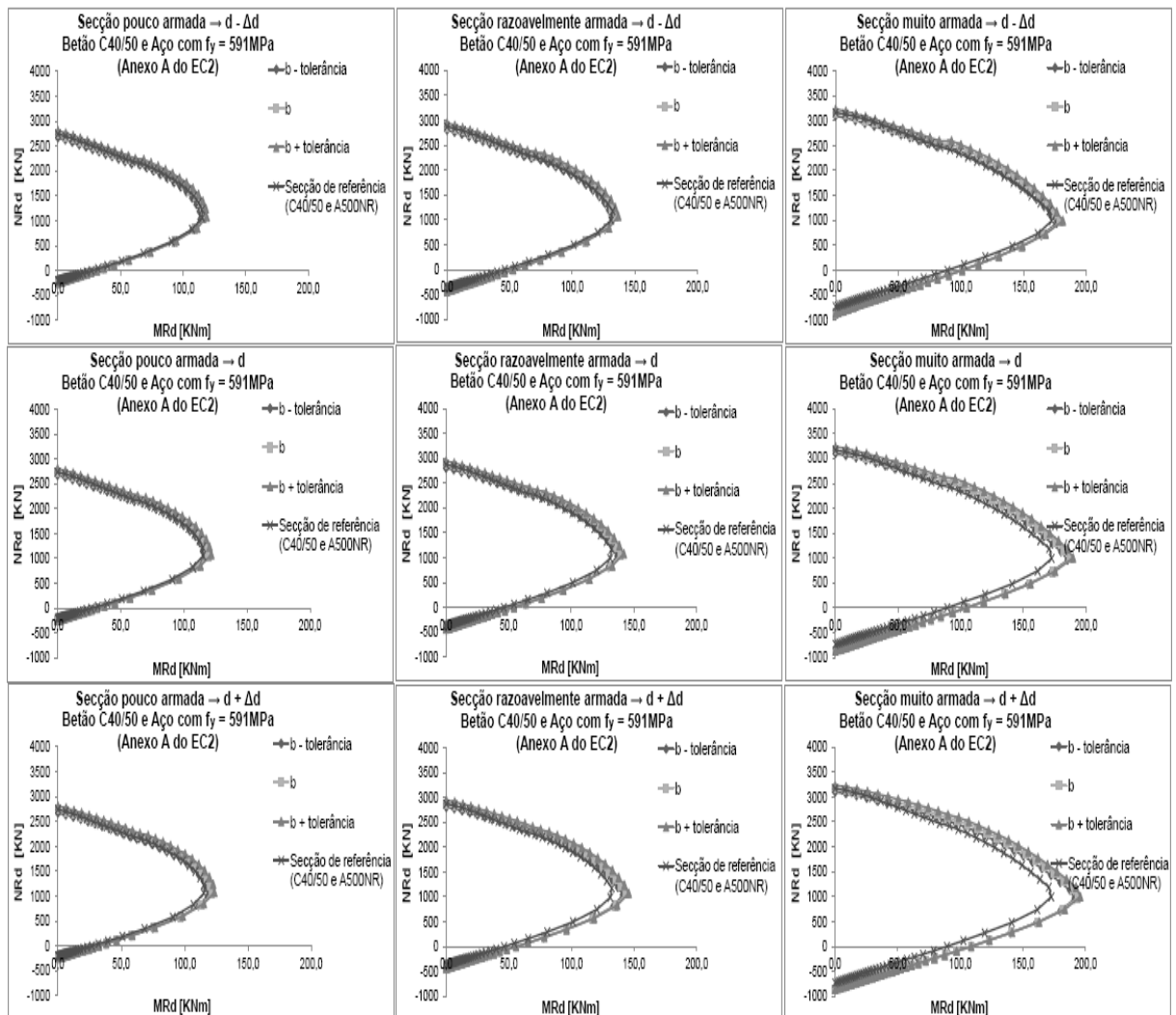


Figura 3.34 - Influência das tolerâncias permitidas pelo Anexo A do EC2 na resistência da secção do pilar, considerando o betão C40/50 e o aço com $f_y = 591\text{MPa}$.

A análise dos valores da percentagem de erro do momento resistente, obtidos para a secção do pilar (Quadro 3.169), permite concluir que o aço tem uma influência máxima de 25,3% na resistência da secção, quando se aplicam as tolerâncias da norma NP EN 13670, e de 21,7%, no caso do Anexo A do EC2. Relativamente à influência da variação da resistência do betão, conclui-se que é muito reduzida.

Quadro 3.169 - Influência máxima na resistência da secção do pilar da variação da resistência dos materiais.

Influência máxima na resistência da secção da viga da variação da resistência dos materiais		
Norma:	Betão	Aço
NP EN 13670	1,2%	25,3%
Anexo A do EC2	0,9%	21,7%

3.9. CONCLUSÕES

Tendo como objetivo avaliar a influência das tolerâncias na resistência dos elementos estruturais, procedeu-se, numa fase inicial do presente capítulo, à apresentação das tolerâncias que foram selecionadas para o desenvolvimento do presente estudo. Como se referiu, optou-se pela análise das tolerâncias especificadas pelo Anexo A do EC2 e pela norma NP EN 13670 para as dimensões das secções transversais e para a posição da armadura (largura e à altura útil da secção), dado serem as que mais podem influenciar a resistência das secções.

Aquando da escolha das tolerâncias, e ao consultar o Anexo A do EC2, verificou-se que havia uma relação entre os valores das tolerâncias e os coeficientes parciais relativos dos materiais. Ou seja, os coeficientes parciais relativos aos materiais, $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$, correspondem a imperfeições geométricas da classe 1 da norma NP EN 13670, podendo os mesmos serem reduzidos para $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$ se for garantido que em obra os desvios geométricos são inferiores às tolerâncias indicadas no Quadro A.1 do referido anexo [8]. Assim sendo, houve a necessidade de ter isto em conta no desenvolvimento do presente estudo pelo que, se optou por: aplicar os desvios geométricos permitidos pela NP EN 13670, para as dimensões das secções transversais e para a posição das armaduras, considerando os coeficientes parciais relativos aos materiais $\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$, e aplicar os desvios permitidos no Anexo A do EC2, para as dimensões das secções transversais e para a posição das armaduras, considerando os coeficientes reduzidos de $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$.

Após a escolha dos valores das tolerâncias, optou-se por apresentar, para cada caso de estudo, as dimensões das secções, os materiais, bem como as percentagens de armadura (pouco, razoavelmente e muito armada) a considerar em cada secção. Em seguida apresentaram-se os cálculos necessários para o desenvolvimento de cada estudo, e por último os resultados obtidos e a respetiva análise.

Antes de proceder à descrição das principais conclusões, é importante referir que o estudo desenvolvido subdividiu-se em cinco casos de estudo:

- Secções de vigas solicitadas à flexão simples;
- Secções dos pilares solicitadas à flexão composta;
- Simulação do impacto das tolerâncias na carga de um elemento estrutural;

- Influência da variação dos coeficientes parciais dos materiais na resistência da secção;
- Influência na resistência do material especificado em projeto e o aplicado em obra.

Com base na análise de resultado efetuada para as secções das vigas, foi possível concluir que:

- Na resistência da secção, os desvios aplicados à altura útil têm maior impacto do que os aplicados à largura da secção;
- A influência das tolerâncias na resistência da secção diminui à medida que as dimensões da secção aumentam, sendo essa diminuição mais significativa quando se aumenta a altura da secção;
- À medida que a percentagem de armadura da secção aumenta regista-se um aumento da influência das tolerâncias na resistência da secção;
- Ao colocar armadura de compressão diminui a influência das tolerâncias na resistência da secção.

Quanto à análise dos resultados obtidos para as secções dos pilares concluiu-se que:

- A altura útil apresenta grande influência na resistência da secção, porque mesmo quando se aplica o desvio favorável à largura da secção regista-se uma diminuição da resistência com a diminuição da altura útil;
- Quando se aplicam as tolerâncias apenas à altura útil não se regista nenhuma variação do esforço axial reduzido resistente dado que tal não conduz a qualquer alteração das dimensões da secção;
- Com o aumento da largura da secção aumenta o valor do esforço axial reduzido resistente, uma vez que aumenta a área de betão da secção;
- Quando se aplicam os desvios à largura da secção verifica-se que as tolerâncias têm maior influência na resistência da secção para valores de esforço axial reduzido acima dos 0,4. Tal acontece porque para esforços reduzidos acima dos 0,4 o acréscimo de esforço axial revela-se desfavorável;
- Quanto ao aumento da percentagem de armadura, o efeito desfavorável do acréscimo de esforço axial para valores de esforço axial reduzido acima dos 0,4 também tem impacto na influência das tolerâncias. Assim, a influência das tolerâncias, à medida que a taxa de armadura aumenta, tende a diminuir para valores de esforço axial reduzido superiores a 0,4 e a aumentar para valores inferiores;
- Ao aumentar as dimensões da secção diminui a influência das tolerâncias na resistência da secção.

Ao analisar a influência das tolerâncias em termos de percentagem (Quadro 3.170) concluiu-se que a sua influência na resistência da secção é maior no caso da secção do pilar, devido à presença de esforço axial. É ainda possível concluir que as tolerâncias da norma NP EN 13670, tanto na secção da viga como na secção do pilar, são as tolerâncias que têm maior impacto na resistência da secção.

Quadro 3.170 – Influência máxima das tolerâncias permitidas pela norma NP EN 13670 e pelo Anexo A do EC2 na resistência das secções.

Influência máxima das tolerâncias na resistência da secção		
Norma:	Viga	Pilar
NP EN 13670	7,2%	15,9%
Anexo A do EC2	4,6%	9,7%

Quanto ao impacto das tolerâncias na carga do elemento estrutural concluiu-se que os desvios permitidos para o vão efetivo da viga têm pouco impacto na carga resistente da viga. O aumento do valor do momento resistente está associado a uma variação da carga da viga e o aumento da percentagem de armadura aumenta o valor da carga resistente. Em relação às normas em análise, verificou-se que as tolerâncias da norma NP EN 13670 são as que tem maior impacto na carga do elemento estrutural.

Ao analisar a influência da redução dos coeficientes parciais dos materiais, aço e betão, foi possível concluir que o coeficiente parcial do aço é o coeficiente que tem maior impacto na resistência da secção. Além disso, verificou-se que à medida que a percentagem de armadura aumenta diminuiu a influência dos materiais na resistência da secção, sendo essa diminuição assumida inteiramente pelo aço (dada a contribuição do betão ser praticamente nula).

A finalizar o trabalho procedeu-se à análise do impacto que a variação da resistência do material possa ter na resistência do elemento estrutural chegando-se à conclusão que o aumento da tensão de cedência do aço (f_y), comparativamente com o aumento do valor característico da resistência do betão à compressão (f_{ck}), tem maior impacto na resistência da secção.

Terminado o presente trabalho é possível concluir que em obra é necessário garantir maior grau de rigor:

- Quando se aplicam as tolerâncias da norma NP EN 13670, dado serem as tolerâncias que têm maior impacto na resistência das secções;
- Na altura útil das secções da viga dado ser o parâmetro com maior impacto na resistência;
- Nas secções de pequenas dimensões, uma vez que a influência das tolerâncias diminui à medida que as dimensões da secção aumentam;
- Em secções muito armadas, porque a influência das tolerâncias na resistência da secção aumenta com o aumento da percentagem de armadura;
- Nas secções dos pilares é necessário ter em atenção à altura útil e à largura da secção dado que ambas as dimensões têm impacto na resistência.

4. CONCLUSÕES

4.1. INTRODUÇÃO

No presente subcapítulo, e embora se tenha optado por apresentar no final de cada capítulo as respetivas conclusões, apresenta-se um resumo dos principais assuntos desenvolvidos ao longo desta dissertação, bem como as principais conclusões. Além disso, também são apresentadas algumas propostas para desenvolver em futuros trabalhos de investigação.

4.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No início do presente trabalho, e uma vez que ainda existe alguma dificuldade em interpretar e compreender a importância das tolerâncias especificadas regulamentarmente, foram estabelecidos cinco objetivos: analisar quais tolerâncias especificadas nos principais regulamentos de projeto (EC, MC2010, REBAP e normas ACI) e, sempre que possível, proceder à sua comparação; apresentar os principais cuidados a ter durante a execução das estruturas de betão de modo a que os elementos de betão armado cumpram com as tolerâncias definidas em projeto; avaliar a influência das tolerâncias na resistência dos elementos estruturais (vigas e pilares); e, avaliar o impacto que estas possam ter na carga de um elemento estrutural.

A fim de alcançar os objetivos propostos, o Capítulo 2, inicia-se com um enquadramento da importância das tolerâncias no dimensionamento e na execução dos elementos de betão armado. Sendo de referir, em primeiro lugar, que em obra, por mais cuidados que se tenha, é muito difícil garantir que os elementos estruturais fiquem exatamente com as dimensões definidas em projeto, pelo que os regulamentos, e de forma a poder considerar em projeto este tipo de incertezas, especificam um conjunto de valores, os quais designam por tolerâncias.

As tolerâncias, definidas como a diferença entre o limite superior e o limite inferior admissíveis para uma dada dimensão, permitem ao projetista especificar, em projeto, qual o nível de imperfeição aceitável, de modo a evitar que a estrutura, depois de concluída, apresente efeitos prejudiciais ao nível da resistência mecânica e da estabilidade, quer em serviço, no desempenho durante o tempo de vida útil para o qual foi dimensionada, quer na ligação entre os diferentes elementos (estruturais e não estruturais) que a constituem.

Para que seja possível definir, o mais corretamente possível, o nível de imperfeição aceitável para a estrutura é fundamental que se tenha em conta os seguintes aspetos: tipo

de construção, os requisitos funcionais e estéticos definidos em projeto, o custo da obra e futuras alterações que possam surgir ao longo da vida útil da estrutura.

O controlo dos desvios geométricos, em obra, deve ser realizado ao longo das diferentes etapas de construção de modo a detetar, o mais cedo possível, eventuais erros que possam existir, e proceder às necessárias correções. Assim sendo, evita-se o aumento do custo de obra e pôr em causa o prazo de conclusão da mesma. Sendo vantajoso, em função do grau de complexidade da obra, definir logo em projeto em que condições e quando se deve realizar o dito controlo.

Os valores das tolerâncias referidos no presente trabalho correspondem às habituais técnicas de execução utilizadas na construção das estruturas de betão armado. Os mesmos são para ser aplicados a estruturas de edifícios correntes, podendo, no entanto, ser aplicados a outras obras de engenharia civil ou alterados em projeto. Sendo de salientar, que antes de se procurar cumprir estes valores, se deve tentar aplicar, o mais corretamente possível, as técnicas de execução, de modo a poder cumprir as dimensões definidas em projeto.

Os desvios geométricos presentes neste trabalho são para ser aplicados, salvo especificação em contrário, em elementos de betão armado que ainda não sofreram qualquer tipo de deformação.

À medida que se foi desenvolvendo a pesquisa e o levantamento dos valores regulamentares verificou-se que a norma NP EN 13670 tem o cuidado de separar as tolerâncias em: tolerâncias normativas e informativas.

As tolerâncias normativas são valores que se não forem criteriosamente cumpridos podem pôr em causa a resistência mecânica e a estabilidade da própria estrutura. Já as tolerâncias informativas não têm grande influência na estrutura, pelo que, podem ou não ser consideradas, devendo essa informação constar em projeto.

Além da classificação descrita no parágrafo anterior a norma NP EN 13670 e o MC2010 preveem duas classes de tolerâncias: classe de tolerância 1 e 2. As tolerâncias de classe 1 são tolerâncias, que a serem cumpridas, garantem que a estrutura satisfaz as hipóteses de cálculo estabelecidas em projeto.

Em relação às tolerâncias especificadas pelos diferentes regulamentos em análise (EC, MC2010, REBAP e normas ACI), estes especificam valores para fundações, pilares, paredes, vigas, lajes, secções transversais dos elementos estruturais, recobrimento e posicionamento das armaduras, planura de superfícies, linearidade de arestas e para aberturas e inserções. Neste sentido, e para uma melhor compreensão destes, optou-se por separa-los em dois grandes grupos:

- Tolerâncias que influenciam a resistência e a estabilidade da estrutura;
- Tolerâncias que não influenciam a resistência e a estabilidade da estrutura.

Durante a fase de construção da estrutura, e modo a que as dimensões dos elementos estruturais não apresentem uma grande variação em relação ao definido em projeto, é

necessário ter alguns cuidados, nomeadamente, com as cofragens, montagem e colocação das armaduras e controlo de qualidade.

No Capítulo 3 procedeu-se à descrição dos casos de estudo, apresentou-se os resultados obtidos e a respetiva análise. Assim sendo, a realização deste trabalho, de uma forma resumida, permite concluir que:

- No caso das secções de vigas são os desvios permitidos para a altura útil que têm maior impacto na resistência da secção;
- Nas secções dos pilares, os desvios admissíveis para a altura útil e para a largura da secção têm ambos grande importância na resistência das secções destes elementos estruturais;
- Com o aumento das dimensões da secção diminui a influência das tolerâncias na resistência da secção. Sendo de salientar, que nas secções de vigas a diminuição da influência das tolerâncias é maior quando se aumenta a altura da secção;
- Ao aumentar a percentagem de armadura aumenta a influência das tolerâncias na resistência da secção;
- Nas secções de vigas a colocação de armadura de compressão diminui a influência das tolerâncias na resistência da secção;
- A introdução de esforço axial aumenta a influência das tolerâncias na resistência da secção;
- As tolerâncias da norma NP EN 13670, em comparação com as do Anexo A do EC2, são as que tem maior impacto na resistência da secção e na carga do elemento estrutural;
- Os desvios admissíveis pelo EC2, para o vão efetivo da viga, têm pouco impacto na carga resistente do elemento estrutural;
- O coeficiente parcial do aço é o coeficiente que tem maior impacto na resistência da secção;
- À medida que a percentagem de armadura aumenta diminuiu a influência dos coeficientes parciais dos materiais na resistência da secção, salientando-se que essa diminuição é assumida inteiramente pelo aço;
- Relativamente à influência na resistência do material especificado em projeto e o colocado em obra foi possível concluir que a variação da resistência do aço, em comparação com a variação da resistência do betão, é o material que tem maior impacto na resistência da secção;
- Em obra, e de modo a que a resistência dos elementos estruturais não seja afetada pelas tolerâncias, é necessário exigir maior rigor: quando se aplica as tolerâncias da norma NP EN 13670, na altura útil das secções da viga, nas secções de pequena dimensão, nas secções muito armadas e nas dimensões das secções dos pilares (largura e altura útil da secção).

4.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Embora os principais objetivos definidos para a realização desta dissertação tenham sido alcançados, existem alguns aspetos que devem ser aprofundados. Neste sentido, como desenvolvimento desta dissertação sugere-se:

- Avaliar o nível de influência das tolerâncias permitidas para as dimensões das secções transversais e para o posicionamento das armaduras na deformabilidade dos elementos estruturais;
- Aplicar o procedimento desenvolvido na presente dissertação mas agora considerando as tolerâncias permitidas pelo REBAP, MC2010 e normas ACI. De forma a poder comparar os valores obtidos para estas regulamentações com os valores obtidos aplicando as tolerâncias da norma NP EN 13670 e as do Anexo A do EC2;
- A realização de um estudo de fiabilidade de modo a poder analisar o impacto das tolerâncias na estrutura;
- E um estudo de viabilidade económica de forma a perceber se compensa ou não os cuidados a ter ao nível do cumprimento das tolerâncias em relação ao que se economiza em aço.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Neves, E., *Sistema de Controlo Interno da Qualidade – Obras de Urbanização*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.
- [2] Acke, A., Caluwaerts, F., et al. *Edition spéciale: tolérances dans la construction*. CSTC CONTACT – N° 1, Mars/2010, 1-24 pp, Centre Scientifique et Technique de la Construction, Bruxelles(http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=bbricontact&doc=contact_fr_01_2010.pdf&lang=fr) (Data de acesso : 11 de maio de 2016).
- [3] Henriques, A., *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [4] Pollet, V., Tolérances admises sur les ouvrages en béton coulé in situ: évolution des spécifications. Dossiers du CSTC, cahier n°4, 4^o trimestre 2004, 1-9pp, Centre Scientifique et Technique de la Construction, Bruxelles(http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=publ&doc=cstcantonline_2004_4_no4.pdf&lang=fr) (Data de acesso : 29 de janeiro de 2016)).
- [5] Abreu, L., *Avaliação da segurança de estruturas de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal, 2013.
- [6] Pacheco, P., *Automatização do processo de dimensionamento das estruturas de betão armado de acordo com o EC2*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2011.
- [7] Santos, P., *Projecto de estruturas de um edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2010.
- [8] NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2 – Projecto de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- [9] NP EN 13670:2011, *Execução de estruturas de betão*, Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- [10] *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
- [11] *ACI Committee 117, Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 11-10) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 76pp.

- [12] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (Maio 2010), Porto Editora, Porto.
- [13] *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Switzerland, 2013.
- [14] Appleton, J., *Estruturas de Betão (Volume 1)*. Edições Orion, Amadora, 2013.
- [15] National Structural Concrete Specification for Building Construction, Fourth edition complying with BS EN 13670: 2009, 4th edition, April 2010, 1-132 pp, CONSTRUCT and Concrete Centre (http://www.construct.org.uk/media/National_Structural_Concrete_Specification_for_Building_Construction.pdf) (Data de acesso : 14 de julho de 2016).
- [16] Marchão, C.; Camara, J., *Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I. Módulo 2: Verificação da segurança aos Estados Limite Últimos de elementos com esforço axial desprezável*, Instituto Superior Técnico, ano letivo 2008/2009.
- [17] Appleton, J., *Estruturas de Betão (Volume 2)*. Edições Orion, Amadora, 2013.
- [18] Freitas, N., *Sistemas de Cofragens Racionalizadas e Especiais para Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira, 2011.
- [19] Programa de cálculo GALA Reinforcement (<http://www.alashki.com/software.htm>) (Data de acesso : 12 de junho de 2016).
- [20] Vinagre, J., *Módulo 05 – MDRS em problemas de análise*, Slides da unidade curricular de Betão Estrutural, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2012/2013.
- [21] Vinagre, J., *Módulo 04 – Método do diagrama retangular simplificado (MDRS)*, Slides da unidade curricular de Betão Estrutural, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2012/2013.
- [22] Vinagre, J., *Módulo 43 – Pilares: disposições construtivas e exercício*, Slides da unidade curricular de Betão Estrutural, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2012/2013.
- [23] Vinagre, J., *Módulo 42 – Dimensionamento de Pilares*, Slides da unidade curricular de Betão Estrutural, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2012/2013.
- [24] Braga, H., *Nova ponte sobre a foz do rio Dão: desenvolvimento de um sistema de monitorização contínua e avaliação do betão em termos de características mecânicas instantâneas e efeitos diferidos*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2014.
- [25] *Ensaios de Betão da obra do IP3 – Ponte sobre a foz do Rio Dão*: Boletim nº RCCE.328.085.14-A (22/07/14), realizados pela SENQUAL (Sociedade de Engenharia e Qualidade, LDA), 2pp.
- [26] *Relatório de Ensaio da obra do IP3 – Ponte sobre a foz do Rio Dão*: Relatório nº 2009CASAIS007-202 (27-Jun-2014), Laboratórios Santo Amaro, 2pp.

[27] Vinagre, J., *Módulo 08 – Comportamento de secções retangulares à flexão simples*, Slides da unidade curricular de Betão Estrutural, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2012/2013.

[28] Vinagre, J., *Sebenta da disciplina de Betão Estrutural I*, Escola Superior de Tecnologias do Barreiro/IPS; ano letivo 2004/2005.

[29] Marchão, C.; Camara, J., *Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I. Módulo 2: Verificação da segurança aos Estados Limite Últimos de elementos com esforço axial não desprezável*, Instituto Superior Técnico, ano letivo 2008/2009.