

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, INCLUINDO EFEITOS DE 2ª ORDEM, DIMENSIONADAS DE ACORDO COM EC2

LÍLIA FREIRE DE CARVALHO

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

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Jorge Moreno Delgado

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

"Nothing is our own except the few cubic centimetres inside your skull"

George Orwell

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho não poderia deixar de agradecer aos meus pais por terem sido um exemplo durante toda a minha vida. Pelo apoio e dedicação que sempre me deram e por todas as possibilidades que me proporcionaram. Tornam-se poucas as palavras que traduzem o meu agradecimento.

Não poderia também deixar um agradecimento especial ao Professor Raimundo Delgado por toda a sua orientação, ensinamentos e apoio que me proporcionou ao longo deste ano. A sua boa disposição e estímulo permitiram com que este trabalho se tenha tornado mais fácil de realizar.

Gostaria também de agradecer ao Professor Jorge Delgado por todos os conselhos, elementos e conhecimentos transmitidos que se tornaram bastante úteis para a realização desta tese.

Às minhas colegas Ana e Vânia por todas as dúvidas que com paciência me souberam tirar. Agradeço também à Rute que através do seu pequeno conselho me facilitou em muito a parte gráfica deste trabalho.

A todos os meus amigos que me apoiaram mas em especial ao Rui, Sandro, Diana, Rita e Ana que através da sua amizade e carinho me souberam motivar nos momentos mais difíceis. De diferentes formas a ajuda deles foi muito importante.

RESUMO

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo das metodologias de quantificação dos efeitos de segunda ordem expostas na nova versão do regulamento europeu EC2 e consequente avaliação da sua qualidade, comparando os seus resultados com os obtidos com outras metodologias que se consideram mais rigorosas.

Depois de expostos os principais conceitos teóricos que envolvem a avaliação dos efeitos de segunda ordem, identificam-se os formatos simplificados sugeridos no EC2 para a sua quantificação em estruturas reticuladas de betão armado. Posteriormente, os aspectos mais importantes referentes à segurança estrutural são resumidamente expostos, com especial destaque para os formatos de segurança que recorrem à teoria da fiabilidade. Dada a necessidade de recurso a um método de simulação, expõe-se também o Método do Hipercubo Latino.

Explanam-se, seguidamente, as metodologias aplicáveis à análise não linear propostas por Castro (1998) e Delgado (2002), que se considera que permitem obter resultados mais precisos, sendo, por isso, admitidos como de referência.

Segue-se a aplicação prática do método do EC2 a um conjunto de cinco estruturas de betão armado que se consideram representativas do tipo de edifícios correntes e os respectivos resultados comparados e discutidos.

Procede-se, ainda, à avaliação da segurança estrutural através da quantificação de probabilidade de ruína, usando a metodologia proposta por Delgado (2002), das estruturas dimensionadas com a metodologia do Anexo H do EC2, com o objectivo de avaliar o grau de segurança associada a esta metodologia.

PALAVRAS-CHAVE: efeitos de segunda ordem, estruturas de betão armado, metodologia do EC2, segurança estrutural, probabilidade de ruína.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to examine the methodology for quantifying the second order effects exposed in the new version of the European Structural Code EC2 and the assessment of the their quality, comparing these results with those obtained with other methods that are considered more accurate.

After the exposition of the main theoretical concepts involving the evaluation of the second order effects, the simplified methodologies proposed in EC2 for the second order effects evaluation in reinforced concrete framed structures are identified. Subsequently, the most important aspects relating to structural safety are briefly exposed, with particular emphasis on security formats using the theory of reliability. As a method of simulation is to be used, the method of Hipercubo Latino is also exposed.

It is also introduced the methodologies for non-linear analysis proposed by Castro (1998) and Delgado (2002), which are considered more accurate and, hence, admitted as a reference. A practical application of the method of EC2 to a set of five reinforced concrete structures, that are considered representative of the currents buildings, is presented and the results compared and discussed.

Finally, the structural safety is performed, through the evaluation of the failure probability using the methodology proposed by Delgado (2002), to the structures designed with the methodology of Annex H of EC2, in order to assess the security level associated to this approach.

KEYWORDS: second order effects, reinforced concrete structures, EC2 method, structural safety, probability of failure.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO	2
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	5
2.2.1. PILAR PADRÃO	6
2.2.2. MÉTODO P-DELTA	6
2.3. NÃO LINEARIDADE MATERIAL	7
2.3.1. BETÃO.....	8
2.3.1.1. Compressão	8
2.3.1.2. Tracção.....	9
2.3.2. AÇO.....	10
2.3.3. METODOLOGIA PROPOSTA POR KORDINA	12
3. A SEGURANÇA ESTRUTURAL	13
3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. CONCEITO DE ESTADO LIMITE.....	13
3.3. NÍVEIS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	14
3.3.1. NÍVEL UM.....	14
3.3.2. NÍVEL DOIS	17
3.3.2.1. Probabilidade de ruína.....	17
3.3.2.2. Índice de fiabilidade β	18
3.3.2.3. Métodos de simulação.....	20
3.4. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PROPOSTA POR CASTRO (1998).....	21

3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	22
3.4.2. FORMATO DE SEGURANÇA	22
3.4.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO AOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	23
3.5. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PROPOSTA POR DELGADO (2002)	23
3.5.1. LEI DE DISTRIBUIÇÃO S	23
3.5.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO R	25

4. METODOLOGIA DO EC2.....	29
4.1. INTRODUÇÃO	29
4.2. CONCEITOS E DEFINIÇÕES.....	29
4.2.1. DEFINIÇÕES.....	29
4.2.2. CONCEITOS	30
4.2.3. MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM	31
4.2.4. DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO EFECTIVO	31
4.2.5. FLUÊNCIA	32
4.3. DISPENSA DO CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	32
4.3.1. ELEMENTOS ISOLADOS.....	33
4.3.2. EDIFÍCIOS.....	33
4.4. ANÁLISE NÃO LINEAR	34
4.4.1. MÉTODO GERAL	34
4.5. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE QUANTIFICAÇÃO DE EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	36
4.5.1. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	36
4.5.1.1. Elementos comprimidos esbeltos	36
4.5.1.2. Elementos adjacentes	37
4.5.1.3. Coeficiente de majoração dos momentos	37
4.5.2. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	38
4.5.2.1. Curvatura	39
4.5.3. ANEXO H.....	39
4.5.3.1. Critérios para ignorar os efeitos globais de segunda ordem	40
4.5.3.2. Métodos de cálculo dos efeitos globais de segunda ordem.....	41
4.5.3.3. Sequência de cálculo	42

5. ESTUDO COMPARATIVO DAS METODOLOGIAS DO EC2	45
5.1. INTRODUÇÃO	45
5.2. DESCRIÇÃO GLOBAL DAS ESTRUTURAS ANALISADAS	45
5.3. PÓRTICO DE UM ANDAR E UM TRAMO (PT11)	47
5.3.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM	48
5.3.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	48
5.3.2.1. Considerações gerais	48
5.3.2.2. Resultados finais	49
5.3.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	53
5.3.4. ANEXO H	55
5.4. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E UM TRAMO (PT41)	57
5.4.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM	59
5.4.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	60
5.4.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	63
5.4.4. ANEXO H	64
5.5. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E DOIS TRAMOS (PT42)	67
5.5.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM	69
5.5.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	70
5.5.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	73
5.5.4. ANEXO H	75
5.6. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E TRÊS TRAMOS (PT43)	78
5.6.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM	79
5.6.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	80
5.6.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	81
5.6.4. ANEXO H	83
5.7. PÓRTICO DE NOVE ANDARES E UM TRAMO (PT91)	87
5.7.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM	89
5.7.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL	90
5.7.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL	93
5.7.4. ANEXO H	95
5.8. CONCLUSÕES	97

6. ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	99
6.1. INTRODUÇÃO	99
6.2. CRITÉRIOS GERAIS	99
6.2.1. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	99
6.2.2. LEIS DE DISTRIBUIÇÃO	100
6.3. PÓRTICO DE UM ANDAR E UM TRAMO (PT11)	100
6.3.1. ANEXO H	100
6.3.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR	101
6.3.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	102
6.4. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E UM TRAMO (PT41)	104
6.4.1. ANEXO H	104
6.4.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR	104
6.4.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	105
6.5. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E DOIS TRAMOS (PT42)	107
6.5.1. ANEXO H	107
6.5.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR	107
6.5.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	108
6.6. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E TRÊS TRAMOS (PT43)	110
6.6.1. ANEXO H	110
6.6.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR	110
6.6.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	111
6.7. PÓRTICO DE NOVE ANDARES E UM TRAMO (PT91)	113
6.7.1. ANEXO H	113
6.7.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR	114
6.7.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA	114
6.8. CONCLUSÕES	116
 7. CONCLUSÕES	 117
7.1. CONCLUSÕES	117
 BIBLIOGRAFIA	 119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Principais efeitos de segunda ordem nas estruturas	6
Fig. 2.2 - Método P-delta.....	7
Fig. 2.3 - Lei de comportamento de betão à compressão	8
Fig. 2.4 - Gráfico tensão-extensão para o betão C20/25: comparação entre antiga e nova versão do regulamento europeu EC2	9
Fig. 2.5 - Comportamento do betão à tracção.....	10
Fig. 2.6 - Relações tensão-extensão para diferentes tipos de aço	10
Fig. 2.7 - Lei comportamental do aço adoptada.....	11
Fig. 2.8 - Lei comportamental do aço adoptada pelo EC2.....	11
Fig. 2.9 - Factores de redução de rigidez r propostos por Kordina (1972) para secções rectangulares	12
Fig. 3.1 - Representação dos valores característicos de acções.....	15
Fig. 3.2 - Representação dos valores característicos das resistências.....	16
Fig. 3.3 - Representação esquemática do formato de segurança de nível 1	17
Fig. 3.4 - Representação gráfica da distribuição da margem de segurança e do índice de fiabilidade	19
Fig. 3.5 - Divisão da função de distribuição da variável X_j em N intervalos e respectivos centróides	21
Fig. 3.6 - Aplicação do método do Hipercubo Latino a um conjunto de 10 amostras	21
Fig. 4.1 - Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efectivos para elementos isolados	31
Fig. 4.2 - Comportamento material do betão.....	34
Fig. 4.3 - Comportamento material do aço.....	35
Fig. 4.4 - Definição das deformações globais de flexão e de esforço transversal (respectivamente $1/r$ e γ) e das correspondentes rigidezes (respectivamente EI e S).....	39
Fig. 4.5 - Método do anexo H: deformação de primeira ordem, esforços axiais e deslocamentos	42
Fig. 4.6 - Coeficientes de redução de rigidez para as vigas propostos por Castro (1998).....	43
Fig. 5.1 - Malha de elementos finitos para pilares e vigas.....	46
Fig. 5.2 - Representação esquemática de esforços e distribuição de armaduras	46
Fig. 5.3 - Secções e configuração geométrica do pórtico PT11.....	47
Fig. 5.4 - Configuração geométrica das acções para o PT11.....	47
Fig. 5.5 - PT11: Análise linear. Esforços e secções de armadura	48

Fig. 5.6 - Representação esquemática de resultados obtidos pela aplicação do método da rigidez nominal.....	49
Fig. 5.7 - PT11: Método da rigidez nominal: esforços finais, carga crítica e comprimento efectivo.....	49
Fig. 5.8 - PT11: Método da rigidez nominal: esforços finais, carga crítica e comprimento efectivo REBAP	50
Fig. 5.9 - Variação da rigidez nominal com o aumento de armadura.....	51
Fig. 5.10 - PT11: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)	52
Fig. 5.11 - PT11: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP.....	52
Fig. 5.12 - Representação esquemática dos resultados finais do método da curvatura nominal.....	53
Fig. 5.13 - PT11: Método da curvatura nominal com armaduras de primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	53
Fig. 5.14 - PT11: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	54
Fig. 5.15 - Momentos nos pilares do Pórtico PT11- Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de 1ª ordem	56
Fig. 5.16 - Momentos nos pilares do Pórtico PT11- Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC	56
Fig. 5.17 - Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT41	57
Fig. 5.18 - Configuração geométrica das acções para o PT41	58
Fig. 5.19 – PT41: Análise linear. Esforços e secções de armadura.....	59
Fig. 5.20 - PT41: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP.....	60
Fig. 5.21 - PT41: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)	61
Fig. 5.22 - PT41: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP.....	62
Fig. 5.23 - PT41: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	63
Fig. 5.24 - PT41: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	64
Fig. 5.25 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	65
Fig. 5.26 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	65
Fig. 5.27 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	66
Fig. 5.28 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	66

Fig. 5.29 - Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT42	67
Fig. 5.30 - Configuração geométrica das acções para o PT42.....	68
Fig. 5.31 - PT42: Análise linear. Esforços e secções de armadura.....	69
Fig. 5.32 - PT42: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP	70
Fig. 5.33 - PT42: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998).....	71
Fig. 5.34 - PT42: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP	72
Fig. 5.35 - PT42: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	73
Fig. 5.36 - PT42: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	74
Fig. 5.37 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	75
Fig. 5.38 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	75
Fig. 5.39 - Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	76
Fig. 5.40 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC	76
Fig. 5.41 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC	77
Fig. 5.42 - Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC	77
Fig. 5.43 - Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT43	78
Fig. 5.44 - Configuração geométrica das acções para o PT43.....	79
Fig. 5.45 - PT43: Análise linear. Esforços e secções de armadura.....	79
Fig. 5.46 - PT43: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP	80
Fig. 5.47 - PT43: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998).....	80
Fig. 5.48 - PT43: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP	81
Fig. 5.49 - PT43: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	82
Fig. 5.50 - PT43: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	82
Fig. 5.51 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	83

Fig. 5.52 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	83
Fig. 5.53 - Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	84
Fig. 5.54 – Momentos no pilar P4 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	84
Fig. 5.55 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	85
Fig. 5.56 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	85
Fig. 5.57 - Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	86
Fig. 5.58 - Momentos no pilar P4 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	86
Fig. 5.59 - Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT91	87
Fig. 5.60 - Configuração geométrica das acções para o PT91	88
Fig. 5.61 - PT91: Análise linear. Esforços e secções de armadura.....	89
Fig. 5.62 - PT91: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga critica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP.....	90
Fig. 5.63 - Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)	91
Fig. 5.64 - PT91: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga critica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP.....	92
Fig. 5.65 - PT91: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento	93
Fig. 5.66 - PT91: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento.....	94
Fig. 5.67 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	95
Fig. 5.68 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem	95
Fig. 5.69 - Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	96
Fig. 5.70 - Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC.....	96
Fig. 6.1 - Anexo H: esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT11	101
Fig. 6.2 - PT11: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL	102
Fig. 6.3 - Comparação dos índices de fiabilidade do PT11 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	102

Fig. 6.4 - Comparação das probabilidades de ruína do PT11 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	103
Fig. 6.5 - Anexo H: esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT41	104
Fig. 6.6 - PT41: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL.....	105
Fig. 6.7 - Comparação dos índices de fiabilidade do PT41 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)	106
Fig. 6.8 - Comparação das probabilidades de ruína do PT41 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	106
Fig. 6.6 - Anexo H: esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT42	107
Fig. 6.10 – PT42: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL	108
Fig. 6.11- Comparação dos índices de fiabilidade do PT42 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)	109
Fig. 6.12 - Comparação das probabilidades de ruína do PT42 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	109
Fig. 6.13 - Anexo H: esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT43	110
Fig. 6.14 – PT43: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL	111
Fig. 6.15 - Comparação dos índices de fiabilidade do PT43 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	112
Fig. 6.16 - Comparação das probabilidades de ruína do PT43 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	112
Fig. 6.17 - Anexo H: esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT91	113
Fig. 6.18 – PT91: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL	114
Fig. 6.19 - Comparação dos índices de fiabilidade do PT91 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	115
Fig. 6.20 - Comparação das probabilidades de ruína do PT91 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002).....	115

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 - Parâmetros estatísticos da distribuição de f_c para as diferentes classes de betão.....	26
Quadro 3.2 - Parâmetros estatísticos da distribuição de f_{sy} para as diferentes classes de aço.....	27
Quadro 5.1 - Designação dos exemplos de aplicação	45
Quadro 5.2 – Valor de combinação das acções para o PT11.....	47
Quadro 5.3 – Valor de combinação das acções para o PT41.....	58
Quadro 5.4 – Valor de combinação das acções para o PT42.....	68
Quadro 5.5 – Valor de combinação das acções para o PT43.....	78
Quadro 5.6 – Valor de combinação das acções para o PT91.....	88
Quadro 6.1 - Parâmetros estatísticos das leis de distribuição de f_c e f_{sy}	100
Quadro 6.2 – PT11:Resultados da aplicação do MHL.....	101
Quadro 6.3 – PT41:Resultados da aplicação do MHL.....	105
Quadro 6.4 – PT42:Resultados da aplicação do MHL.....	108
Quadro 6.5 – PT43:Resultados da aplicação do MHL.....	111
Quadro 6.6 – PT91:Resultados da aplicação do MHL.....	114

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

O comportamento não linear geométrico e material podem influenciar significativamente o dimensionamento das estruturas de betão armado. Contudo, a introdução destes comportamentos de forma rigorosa envolve processos iterativos e morosos que dificultam a aplicação prática no dimensionamento estrutural. Dada esta complexidade os documentos regulamentares, ainda que permitindo abordagens de análise não linear, sugerem métodos mais ou menos simplificados que quantificam estes comportamentos.

Ainda que os grandes avanços tecnológicos computacionais tenham permitido facilitar o desenvolvimento de uma análise não linear e ultrapassar as dificuldades inerentes a esta, os formatos de segurança propostos nos regulamentos não têm acompanhado esta evolução. Mantém-se a verificação de segurança onde as variáveis do problema são representadas pelos seus valores característicos, posteriormente afectados de coeficientes de segurança parciais. Esses valores característicos são obtidos através de estudos estatísticos da distribuição das variáveis e os coeficientes de segurança são função do grau de conhecimento das variáveis em jogo.

Embora esta metodologia seja válida para análise linear, deixa de o ser quando a estrutura é avaliada com técnicas não lineares incrementais e iterativas, em que as relações constitutivas consideradas independentes na análise linear já não têm valor para formatos não lineares. Existe, neste caso, uma dependência entre as variáveis envolvidas, não sendo correcta a separação dos coeficientes de segurança para a resistência e para as acções.

Vários autores, como Henriques (1998) e Delgado (2002), têm proposto metodologias de avaliação de segurança baseados em formatos onde se recorre a medidas estatísticas que permitem o melhor conhecimento das variáveis intervenientes e onde se procura contabilizar uma probabilidade de ruína.

Será dentro deste conceito que é importante avaliar as metodologias proposta pela nova regulamentação de estruturas europeia, o EC2. Sentida a evidente necessidade de melhorar e tornar mais equilibrada as metodologias existentes, o EC2 propõe novos procedimentos de dimensionamento aos efeitos de segunda ordem, sendo de salientar a introdução de um método baseado no método P-delta, permitindo assim contabilizar os efeitos de segunda de uma forma global para toda a estrutura. Para além deste, mantém-se o formato com a filosofia do método pilar-padrão, ainda que com algumas alterações, e por fim o método baseado na redução da rigidez. Desta forma o EC2 afasta-se da semelhança que apresentava ao regulamento português REBAP e apresenta novas possibilidades para a sua adopção em projecto.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo das metodologias de quantificação dos efeitos de segunda ordem expostas na nova versão do regulamento europeu EC2 e consequente avaliação da sua qualidade, comparando os seus resultados com os obtidos com outras metodologias que se consideram mais rigorosas.

Para a concretização destes objectivos o trabalho envolveu os seguintes aspectos:

- estudo dos principais conceitos teóricos que envolvem a avaliação dos efeitos de segunda ordem;
- identificação das metodologias preconizadas no EC2;
- identificação dos principais formatos de segurança, tendo em conta a falta de compatibilidade dos actuais formatos de verificação da segurança com a adopção de métodos de análise não linear;
- estudo dos principais conceitos teóricos envolvidos no formato de verificação de segurança para análise não linear;
- exposição dos aspectos mais importante da teoria da fiabilidade;
- estudo de dois formatos de verificação de segurança propostos por Castro (1998) e Delgado (2002);
- quantificação dos efeitos de segunda ordem para um conjunto de cinco pórticos através das metodologias do EC2 e sua comparação com os resultados obtidos com metodologias mais rigorosas;
- aplicação do formato de segurança proposto por Delgado (2002) aos resultados obtidos.

Espera-se com este trabalho contribuir para uma melhor compreensão do novo formato do EC2.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em 7 capítulos. Para além da presente introdução, os restantes capítulos podem ser sumariamente descritos da seguinte forma.

No capítulo 2 são apresentados os conceitos teóricos que envolvem os efeitos de segunda ordem. São ainda identificadas algumas metodologias e simplificações que têm sido consideradas ao longo do tempo para traduzir o comportamento não linear geométrico e material.

O capítulo 3 é dedicado à segurança estrutural sendo expostos os formatos possíveis a que se pode recorrer. São analisados tanto os formatos em vigor nas actuais regulamentações como o formato baseado na teoria de fiabilidade, em que de uma forma mais detalhada são introduzidos os principais conceitos envolvidos nesta filosofia. São ainda apresentadas duas metodologias aplicáveis a análises não lineares propostas por dois autores, Castro (1998) e Delgado (2002).

No capítulo 4 é detalhada toda a metodologia presente no regulamento europeu EC2 relativa à quantificação dos efeitos de segunda ordem. Este regulamento apresenta um conjunto de três métodos possíveis de serem aplicados conforme se tratam de elementos isolados ou de análise global à estrutura.

O capítulo 5 dedica-se à aplicação da metodologia do EC2 a um conjunto de cinco pórticos. Para cada um dos cinco pórticos aplicam-se os três diferentes métodos propostos, discutindo a sua aplicação, nomeadamente no que se refere à definição de alguns parâmetros estruturais envolvidos, e comparadas as soluções.

No capítulo 6 procede-se à avaliação da segurança estrutural através da quantificação de probabilidade de ruína, usando a metodologia proposta por Delgado (2002), das estruturas dimensionadas com a metodologia do Anexo H do EC2, comparando com os resultados deste autor, obtidos com as metodologias do REBAP, MC90 e a metodologia proposta por Castro (1998). Deste modo procurou-se avaliar o grau de segurança associada à metodologia incluída no Anexo H

No capítulo 7 são reunidas as conclusões mais importantes que surgem ao longo deste trabalho.

2

EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

2.1. INTRODUÇÃO

No desenvolvimento de projectos de estruturas é importante que os modelos de análise estrutural utilizados sejam de aplicação simples e rápida, pelo que se admite, de um modo geral um comportamento elástico para as estruturas. Contudo, esta simplificação pode introduzir erros importantes na avaliação dos esforços instalados, sendo importante, nomeadamente, fazer intervir a evolução da deformada, actualizando a geometria ao longo do processo de carregamento. Este comportamento traduz a não linearidade geométrica que, conjuntamente com o comportamento não linear material, representam os chamados efeitos de segunda ordem (Vila Pouca, 1992; Delgado, 2002).

Dada a dificuldade de modelação e aplicação prática de algoritmos que incluam estes efeitos, surgem a nível da regulamentação nacional e europeia métodos simplificados para os quantificar baseados em conceitos e metodologias desenvolvidos ao longo dos anos. Estas metodologias podem considerar separadamente a não linearidade geométrica da material. Serão apresentados ao longo deste capítulo as metodologias que mais se consideram relevantes no desenvolvimento deste trabalho.

De forma a cumprir o objectivo proposto, foi necessária a utilização de um programa de análise não linear baseado no método dos elementos finitos, FEMPOR1, ferramenta computacional desenvolvida na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, inicialmente por Paulo Cruz (Cruz, 1991) e posteriormente adaptada e melhorada por diversos autores, realçando o contributo mais recente de Paula Castro (Castro, 1998). Será exposto mais a frente a modelação comportamental dos materiais utilizado neste algoritmo.

2.2. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Para representar de forma realista a não linearidade geométrica seria necessário escrever as equações de equilíbrio na sua configuração deformada à medida a que as acções se vão instalando na estrutura. Este facto resulta em algoritmos de análise estrutural complexos e demorados que adoptam processos incrementais e iterativos, permitindo assim a adaptação progressiva da configuração deformada e da rigidez das peças, Delgado (2002).

Na procura de otimizar o tempo gasto no cálculo, surgem alguns métodos simplificados que pretendem contabilizar isoladamente os efeitos não lineares geométricos, assumindo um comportamento elástico material. Existem dois tipos de filosofias nestes métodos:

- considerando os pilares isolados, mesmo quando estão integrados em estruturas;

- considerando as estruturas porticadas.

Para a primeira situação apresenta-se apenas o método do Pilar Padrão e para as estruturas porticadas planas expõe-se o método P-delta. A escolha destes métodos justifica-se por serem os métodos em que o EC2 se baseia para formular a sua metodologia.

2.2.1. PILAR PADRÃO

Para o estudo de um dado pilar padrão associa-se uma certa distribuição de curvaturas, podendo o pilar ser bi-articulado ou encastrado numa extremidade e livre noutra (Azeredo, 1986; Castro, 1998). Para este último o deslocamento na extremidade livre é igual à excentricidade de segunda ordem, que segundo o EC2 se expressa da seguinte forma:

$$e_2 = \frac{1}{c} \cdot l_0^2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.1)$$

em que:

c - coeficiente dependente da distribuição da curvatura;

l_0 - comprimento efectivo;

$\frac{1}{r}$ - curvatura.

No capítulo 4 explorar-se-á com mais detalhe esta expressão e os factores de que depende.

2.2.2. MÉTODO P-DELTA

À medida que as cargas vão sendo aplicadas as estruturas vão-se deformando, alterando assim a posição das forças aplicadas e por consequência gerando esforços adicionais, esforços de segunda ordem. Em estruturas porticadas planas dividem-se os efeitos adicionais de segunda ordem em dois, Castro (1998): o efeito P-delta, que resulta de um aumento dos momentos devido à deformação da estrutura, deslocamento horizontal delta; e o efeito C-S que surge quando a deformação curva da peça provoca momentos adicionais. Em estruturas porticadas planas foi demonstrado que o efeito mais importante é o efeito P-delta, Castro (1998).

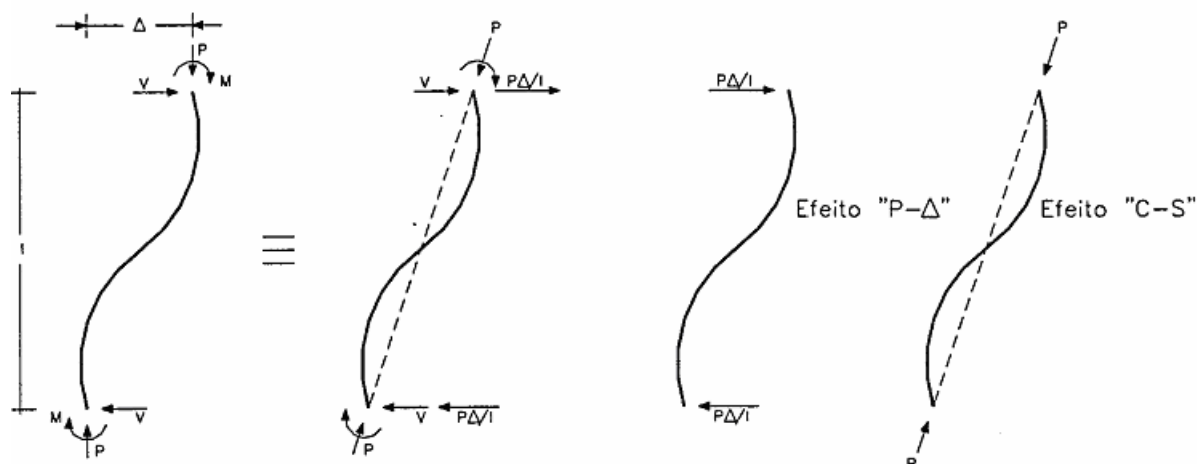


Fig. 2.1 - Principais efeitos de segunda ordem nas estruturas (figura retirada de Castro, 1998)

Este método é um processo iterativo adoptando uma análise de primeira ordem. Através dele é possível corrigir os efeitos das acções verticais devido à deformação da estrutura por forças horizontais, H_{sd} , e verticais, V_{sd} , Castro (1998).

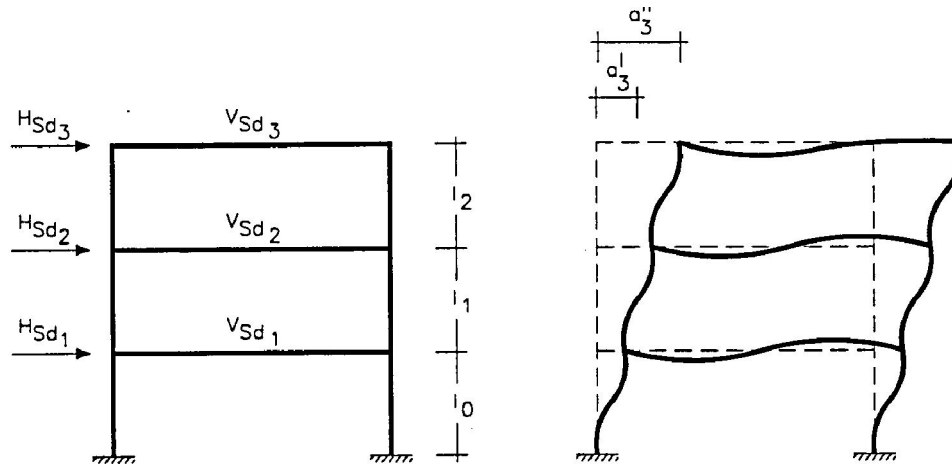


Fig. 2.2 - Método P-delta (figura retirada de Castro, 1998)

A sequência de cálculo é o seguinte, Castro (1998):

- determinação do deslocamento horizontal a_i' elástico em cada piso devido às acções aplicadas;
- cálculo do deslocamento relativo de cada piso:

$$\Delta a_i' = a_{i-1}' - a_i' \quad (2.2)$$

- cálculo das forças horizontais adicionais para cada piso i resultante da deformação da estrutura:

$$\Delta H_{sd_i} = \sum_{j=i}^n V_{sd_j} \times \frac{\Delta a_i'}{l_i} \quad (2.3)$$

em que l é a altura do piso e n o número total de pisos;

- novo cálculo do deslocamento horizontal elástico em cada piso.

Quando as forças adicionais não diferirem muito da iteração anterior, o processo termina.

Surgiram posteriormente a este novos métodos que pretendem eliminar o processo iterativo.

2.3. NÃO LINEARIDADE MATERIAL

Tanto o aço como o betão apresentam comportamentos claramente não lineares que se verificam ser mais acentuados no betão. A não linearidade destes materiais implica que ao longo de um carregamento as características de rigidez se modifiquem existindo por isso a necessidade de actualização das equações de equilíbrio em função dessas novas características comportamentais que a peça vai adquirindo. Novamente para traduzir este comportamento é necessário implementar um processo iterativo e incremental que necessita da definição, à priori, da lei do comportamento dos materiais.

No programa de análise não linear utilizado, foi admitido que o betão e o aço se comportam segundo as leis constitutivas simplificadas que se expõem seguidamente.

2.3.1. BETÃO

O betão apresenta um comportamento diferente quando está sujeito a esforços de compressão ou de tracção sendo por isso que se irá descrever separadamente os modelos comportamentais do betão.

2.3.1.1. Compressão

Após ter sido alvo de vários estudos ao longo dos anos, hoje em dia parece existir um consenso sobre a lei que caracteriza o betão à compressão. A relação tensão-extensão que será usada como modelo matemático no programa computacional a utilizar, pode ser descrita através do seguinte gráfico:

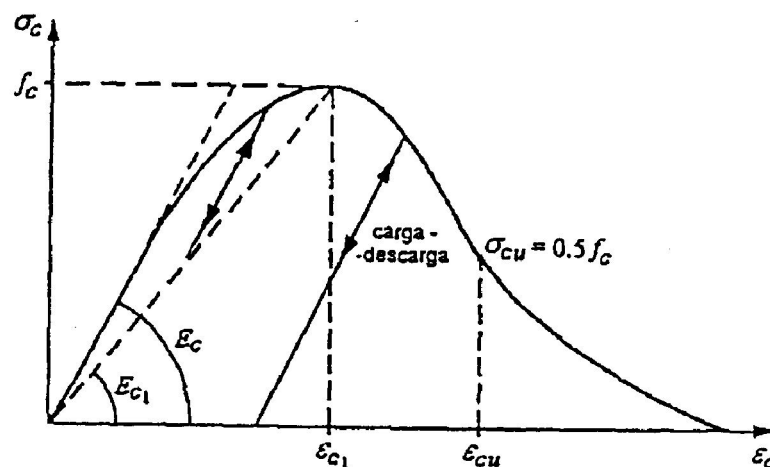


Fig. 2.3 - Lei de comportamento de betão à compressão (retirada de Castro, 1998)

Como se pode observar existe um primeiro tramo ascendente com características não lineares seguido de um tramo descendente com características igualmente não lineares. A relação $\sigma_c = f(\epsilon_c)$ pode ser definida por:

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2 \right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} f_c, \quad |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu}| \quad (2.4)$$

em que:

ϵ_{c1} - extensão relativa à máxima tensão de compressão e igual a -0.002 ;

f_c - tensão de rotura do betão à compressão;

E_c - módulo de elasticidade do betão tangente à origem;

E_{c1} - módulo de elasticidade do betão secante no ponto de tensão máxima.

A extensão ε_{cu} pode ser determinada através de:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{E_c}{E_{c1}} + 1 \right) + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \frac{E_c}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2}} \quad (2.5)$$

As expressões anteriores diferem do que se encontra exposto no novo EC2, contudo não foram modificadas para se manter o algoritmo já existente. Apresenta-se a seguir a figura que representa as diferenças entre as duas versões do EC2.

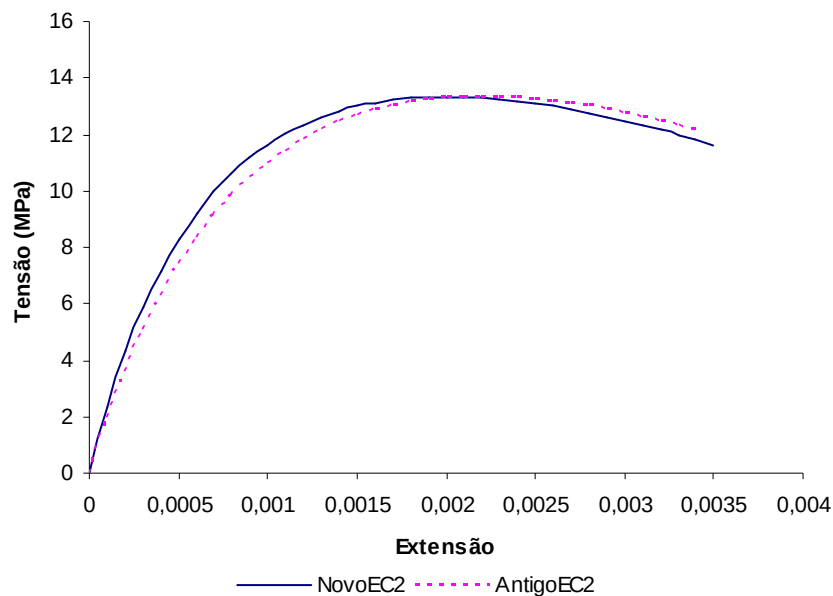


Fig. 2.4 – Gráfico tensão-extensão para o betão C20/25: comparação entre antiga e nova versão do regulamento europeu EC2

Como se pode verificar a diferença entre os dois não é significativa. Observa-se também, por exemplo, que o limite de extensão última do betão à compressão para o betão C20/25 passa de 3.4 ‰ para 3.5‰.

2.3.1.1. Tracção

O comportamento à tracção do betão caracteriza-se por ser mais frágil do que à compressão e é geralmente representado pela resistência à tracção média f_{ctm} . O modelo presente no algoritmo de cálculo não linear pode ser traduzido pela seguinte figura:

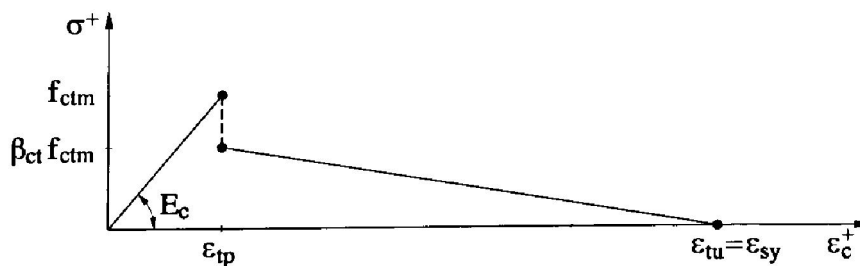


Fig. 2.5 - Comportamento do betão à tracção (retirada de Delgado, 2002)

Existe um ramo inicial linear de inclinação igual ao módulo de elasticidade tangente do betão, seguido de um ramo linear descendente que pretende representar a retenção de tensões de tracção do betão entre fendas (tension stiffening) (Delgado, 2002). A transição do primeiro para o segundo tramo é feita através de uma quebra de rigidez quando se alcança a tensão máxima de tracção do betão, obtida à custa da multiplicação do coeficiente β_{ct} por f_{cm} , coeficiente esse geralmente igual a 0,6. Como também se pode observar na figura anterior, a extensão última do betão à tracção ε_{ctu} é considerada igual à extensão de cedência do aço ε_{sy} .

2.3.2. Aço

Este material caracteriza-se por ter um comportamento que pode ser considerado idêntico tanto para a tracção como para a compressão de acordo com a figura que a seguir se apresenta:

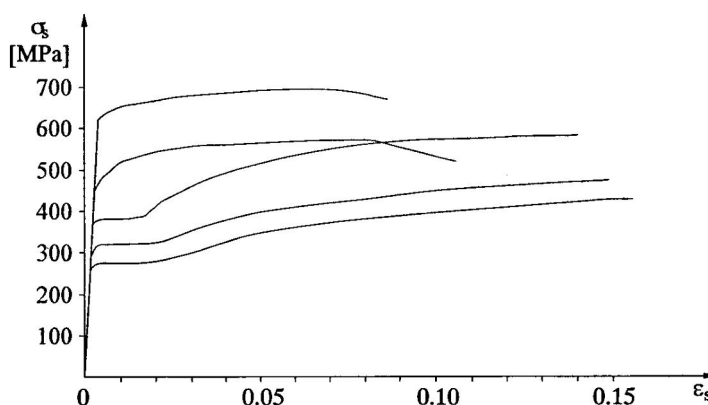


Fig. 2.6 - Relações tensão-extensão para diferentes tipos de aço (retirada de Delgado, 2002)

Inicialmente há um comportamento claramente linear que se mantém até ser atingido o limite de proporcionalidade. Segue-se depois o patamar de cedência em que, sem existir um acréscimo de força aplicada, há uma deformação significativa. Finalmente surge uma zona, com comportamento não linear, em que a tensão e a extensão vão aumentando até se atingir a rotura, seguindo-se um comportamento igualmente não linear em que um aumento de extensão se manifesta com a diminuição de carga.

O modelo utilizado no algoritmo de análise não linear é caracterizado por 2 tramos lineares que permitem a hipótese de descargas associadas a redistribuições de esforços resultantes do processo incremental e iterativo que, como já mencionado, são necessários para traduzir os comportamentos não lineares.

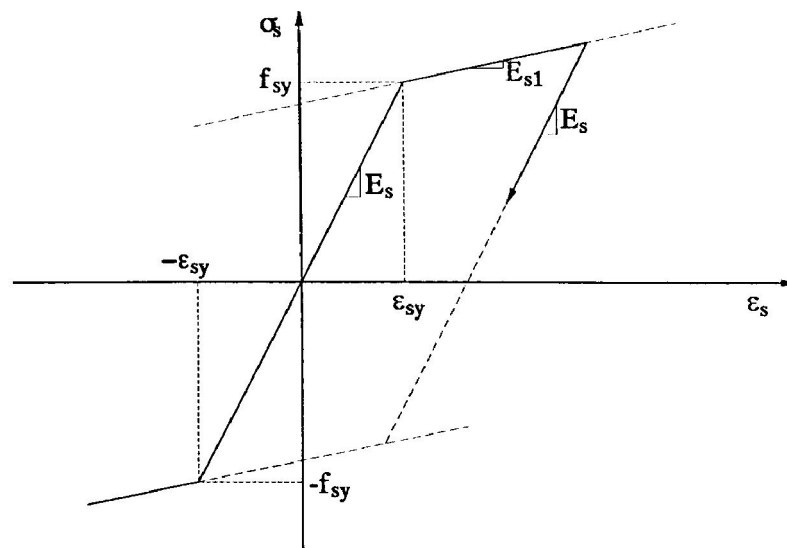


Fig. 2.7 - Lei comportamental do aço adoptada (retirada de Delgado, 2002)

Como se pode observar na figura anterior, o segundo tramo apresenta uma ligeira inclinação que pretende simular o endurecimento pós-cedência permitindo desta forma, ao longo do processo iterativo e incremental, atingir convergências mais rapidamente, Delgado (2002). As descargas atrás mencionadas são feitas através de troços lineares de inclinação igual ao módulo de elasticidade.

A nova versão do EC2 prevê um diagrama de tensão-extensão do aço idêntico ao que se representa a seguir:

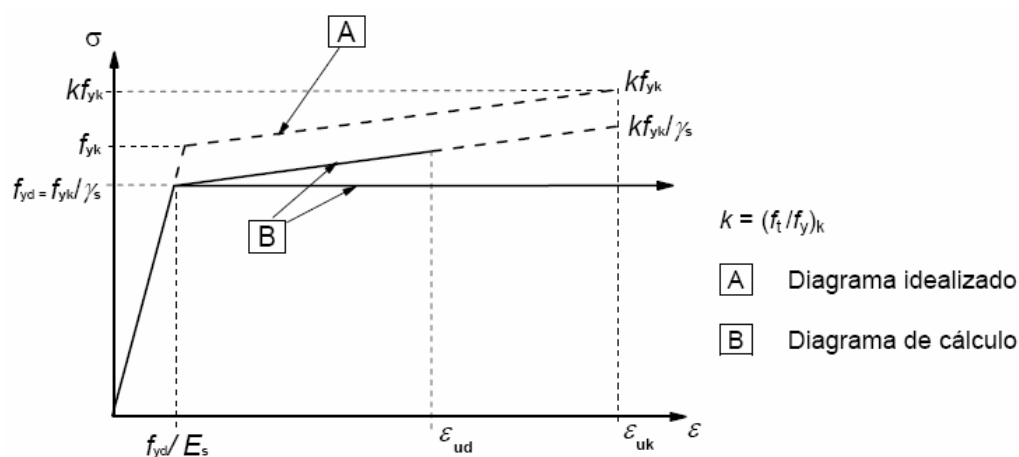


Fig. 2.8 - Lei comportamental do aço adoptada pelo EC2 (retirada do EC2)

2.3.3. METODOLOGIA PROPOSTA POR KORDINA

Para a não linearidade material apresenta-se apenas um dos métodos simplificados por ser aquele a que o EC2 recorre para traduzir este tipo de comportamento.

Kordina (1972) propõe para as estruturas porticadas a redução de rigidez das secções em função da percentagem de armadura e do tipo de esforços instalados na secção, Castro (1998). Para obter a rigidez equivalente à secção fendilhada multiplica-se a rigidez elástica por um factor de redução r .

FACTOR DE REDUÇÃO - r	
ESFORÇOS	SECÇÃO TRANSVERSAL RECTANGULAR
Flexão e Compressão Axial (a) condições de rotura condições de serviço	$0.2 + 15 (\rho + \rho')$ $0.6 + 15 (\rho + \rho')$
Flexão e Tração (a) condições de rotura condições de serviço	$15 (\rho + \rho')$ $15 (\rho + \rho')$
Flexão (b) condições de rotura condições de serviço	$0.3 + 10\rho$ $0.6 + 10\rho$
(a) Secções duplamente armadas (b) Secções simplesmente armadas $(EI)_{eq}$ Factor de rigidez equivalente EI Factor de rigidez de flexão em fase não fendilhada	$r = \frac{(EI)_{eq}}{EI}$ $\rho = \frac{A_s}{A_c} ; \rho' = \frac{A'_s}{A_c}$

Fig. 2.9 - Factores de redução de rigidez r propostos por Kordina (1972) para secções rectangulares (retirado de Castro, 1998)

3

A SEGURANÇA ESTRUTURAL

3.1. INTRODUÇÃO

Ao longo da história o Homem sempre tentou superar-se nas construções que foi realizando. Neste processo uma preocupação essencial sempre esteve presente durante todos os processos construtivos: a segurança. Sendo inicialmente garantida através de regras empíricas dadas pela experiência herdada e adquirida, evoluiu posteriormente, a par da construção e dos desafios construtivos, para um formato de segurança baseado em critérios com base científica, o método das tensões admissíveis. Este método considera como tensões resistentes dos materiais as tensões de rotura reduzidas através de coeficiente de segurança que as transformam em tensões admissíveis, devendo estas tensões ser superiores aos esforços instalados na estrutura. A este tipo de formato associa-se um nível de verificação de segurança 0 (Henriques, 1998; Castro, 1998; Delgado, 2002). À medida que o conhecimento do comportamento dos materiais e os modelos de cálculo iam sendo aprofundado, o modo de considerar a segurança também se modificava.

Com o intuito de melhorar este formato de segurança surge, por volta da década de sessenta, uma nova metodologia de verificação de segurança com uma perspectiva probabilística que introduz novos conceitos como a definição de estados limites a verificar, que em conjunto com a definição de coeficientes parciais de segurança constitui o formato de segurança existente nos actuais códigos.

Este tipo de metodologia se é aceitável quando se trata de análise linear, deixa de ser válida quando a estrutura é calculada utilizando técnicas não lineares incrementais e iterativas. Neste caso, as variáveis envolvidas no problema encontram-se relacionadas, não permitindo desta forma uma separação dos coeficientes de segurança para a resistência e para as acções (Henriques, 1998; Castro, 1998; Delgado, 2002). Assim, tem vindo a ser desenvolvido um formato de verificação da segurança que através da aplicação de técnicas probabilísticas permite o cálculo do índice de fiabilidade β e através deste a probabilidade de ruína (Henriques, 1998; Delgado, 2002).

Ao longo deste capítulo será apresentado o conceito de estado limite, conceito que se mostrará estar ligado ao conceito de ruína, os diferentes níveis de verificação de segurança existentes e as metodologias desenvolvidas por Castro (1998) e por Delgado (2002) às quais se recorreu ao longo deste trabalho.

3.2. CONCEITO DE ESTADO LIMITE

O conceito de estado limite envolve a definição de um conjunto de parâmetros que não devem ser excedidos mediante determinadas condições e exigências. Conforme surge no RSA e EC1, o estado

limite é definido como um estado a partir do qual a estrutura deixa de cumprir total ou parcialmente os requisitos para os quais foi dimensionada, deixando de desempenhar as funções que lhe estavam atribuídas. Pode-se então associar o conceito de ruína como uma situação em que não se verificam os requisitos associados ao estado limite que se quer fazer cumprir, Delgado (2002).

Existem dois tipos de estado limite aos quais se recorre: *Estado limite último* e *Estado limite de utilização*. Quando o *Estado limite último* é ultrapassado as consequências que podem resultar são o colapso total ou parcial da estrutura colocando em risco a vida humana, associando-se a estados como o estado limite último de resistência, estado limite de encurvadura e estado limite último de equilíbrio. O *Estado limite de utilização* resulta em prejuízos menos graves, em que a segurança das pessoas não está em risco mas tem consequências estéticas e funcionais para a estrutura diminuindo a capacidade da estrutura servir os fins para os quais foi projectada. Exemplos destas consequências são a deformação estrutural, prejudicando a funcionalidade da estrutura, e o aparecimento de fendas, que comprometem a durabilidade dos materiais.

3.3. NÍVEIS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

As metodologias de verificação de segurança podem ser classificadas e divididas da seguinte forma:

- Nível 0: Método das tensões admissíveis.
- Nível 1: Formato semi-probabilístico, presente nos actuais regulamentos, em que é introduzido o conceito de estado limite em relação ao qual se faz a verificação da segurança. As variáveis do problema são representadas pelos seus valores característicos que posteriormente são afectados de coeficientes de segurança parciais. Os valores característicos são determinados por estudos estatísticos da distribuição das variáveis e os coeficientes de segurança obtidos por formatos de segurança de nível superior. A segurança é avaliada através da comparação de valores de cálculo dos efeitos das acções com os valores de cálculo das resistências, não sendo avaliado explicitamente a probabilidade de ruína.
- Nível 2: Neste formato é necessário o recurso a medidas estatísticas que permitem uma melhor caracterização das variáveis intervenientes, recorrendo-se, frequentemente, a hipóteses simplificadoras que permitam obter soluções analíticas para os problemas formulados, envolvendo o uso do índice de fiabilidade que se relaciona com a probabilidade de ruína.
- Nível 3: São métodos mais exactos mas de difícil emprego devido a limitações matemáticas. Tratam-se de formatos probabilísticos puros em que a variabilidade de todas as variáveis é considerada simultaneamente e em que a probabilidade de um dado estado limite ser atingido é calculada explicitamente
- Nível 4: Estes formatos são em tudo semelhantes aos de nível 3 mas envolvem também princípios económicos e sócio-económicos, Castro (1998).

3.3.1. NÍVEL UM

Este é o formato de verificação de segurança que se encontra presente nos actuais regulamentos. A verificação é feita através da consideração dos estados limites já expostos anteriormente, *Estado limite último* e *Estado limite de utilização*. Para o *Estado limite último* cada secção deve verificar a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que:

S_d - valor de cálculo dos esforços actuantes;

R_d - valor de cálculo dos esforços resistentes.

S_d é obtido através do cálculo da estrutura submetida a uma determinada combinação de acções, definida conforme um conjunto de regras que têm em conta os factores de que dependem o estado limite último ou o estado limite de utilização.

Nas combinações de acções consideram-se os valores característicos das acções afectados de um coeficiente de segurança γ_f .

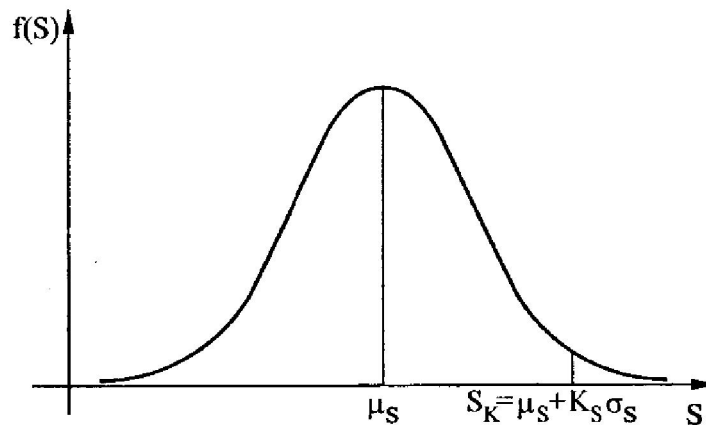


Fig. 3.1 - Representação dos valores característicos de acções

Como se pode verificar pela figura anterior o valor característico de uma acção corresponde ao quantilho de 0.95 da sua distribuição de probabilidade, ou seja, o valor que só será ultrapassado em 5% dos casos.

As combinações fundamentais para o estado limite último podem ser expressas por:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} G_{ki} + \gamma_Q \left[k_k + \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} Q_{kj} \right] \quad (3.2)$$

em que:

G_k - valor característico de uma acção permanente;

Q_k - valor característico de uma acção variável base;

Q_{kj} - valores característicos das outras acções variáveis;

γ_{Gi} - coeficiente parcial de segurança relativo à acção permanente;

γ_Q - coeficiente parcial de segurança relativo à acção variável;

Ψ_0 - coeficiente que define o valor da combinação da acção variável, pretendendo garantir que numa dada combinação a probabilidade de actuação simultânea com as outras acções variáveis seja significativa.

A introdução dos coeficientes γ pretende simular as incertezas inerentes ao modelo de cálculo e à variação da intensidade de acções.

Relativamente ao valor de cálculo do esforço resistente, R_d , a quantificação é feita de acordo com:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (3.3)$$

em que:

R_k - valor característico da capacidade resistente do material;

γ_R - coeficiente de segurança que tem em conta a variabilidade das propriedades do material.

No caso das estruturas de betão armado o coeficiente de segurança toma o valor de 1,50 para o betão e 1,15 para o aço. O valor do coeficiente é superior para o betão dada a maior dispersão dos valores de resistência deste material.

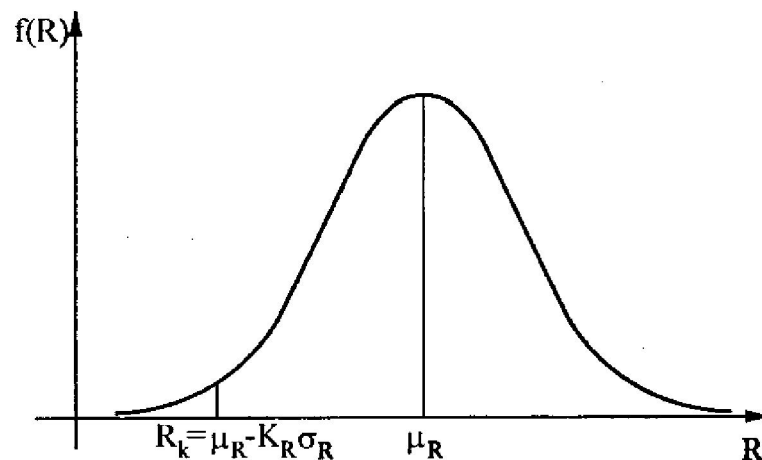


Fig. 3.2 - Representação dos valores característicos das resistências

De acordo com a figura verifica-se que o valor representativo da resistência corresponde ao quantilho de 0.05 da sua distribuição de probabilidade, ou seja, o valor característico desta variável é ultrapassado em 95% dos casos.

Tendo em conta as figuras 3.1 e 3.2, a expressão (3.1) pode ser traduzida pela figura 3.3 em que a probabilidade de S_d exceder R_d é dada pela área sombreada da figura.

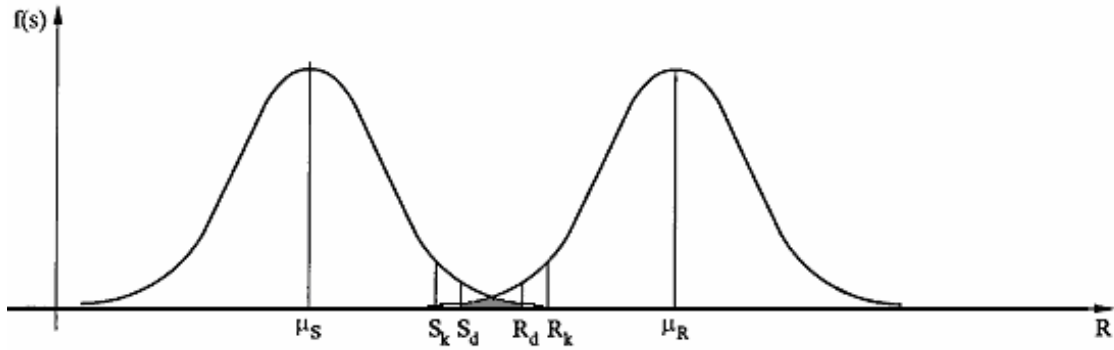


Fig. 3.3 - Representação esquemática do formato de segurança de nível 1 (retirada de Delgado, 2002)

3.3.2. NÍVEL DOIS

Este formato tem como base princípios da teoria da fiabilidade estrutural sendo possível, através dele, calcular a probabilidade de ruína. Importa ter em conta que a segurança total é impossível de alcançar, ou seja, a probabilidade de ruína ser igual a zero é impossível. É necessário ter consciência que a segurança que se considera envolve um risco associado, pois, além da dificuldade da definição e simulação exacta do comportamento material e das dificuldades práticas de uma modelação estrutural mais realista possível, existem também incertezas de origem natural (como a impossibilidade de prever com exactidão as acções) que se tentam minimizar mas que é impossível evitar (Henriques, 1998; Delgado, 2002).

3.3.2.1. Probabilidade de ruína

Considera-se a simplificação que define a função de estado limite através da relação entre a solicitação S e a resistência R (Oliveira, 1990; Henriques, 1998; Delgado, 2002):

$$g(R, S) = R - S \quad (3.4)$$

Pode-se dizer então que a condição que separa a segurança da ruína é:

$$g(R, S) = R - S = 0 \quad (3.5)$$

De forma intuitiva e através da expressão anterior a probabilidade de ruína, p_f , será:

$$p_f = P(g(R, S) \leq 0) \quad (3.6)$$

ou

$$p_f = P(R - S \leq 0) \quad (3.7)$$

Recorrendo a noções de probabilidade define-se p_f através do seguinte integral no domínio de rotura $g(R, S \leq 0)$, Delgado (2002):

$$p_f = \int_{g(R, S \leq 0)} f_{RS}(R, S) dR dS \quad (3.8)$$

em que:

f_{RS} - função densidade de probabilidade conjuntas das variáveis S e R .

Se se admitir que as variáveis S e R são independentes então $f_{RS}(R, S) = f_R(R) \cdot f_S(S)$, logo:

$$p_f = \iint_{g(R, S \leq 0)} f_R(R) \cdot f_S(S) dR dS$$

Como se pode dizer que “a probabilidade de ruína corresponde ao somatório de todas as situações em que a resistência é inferior à solicitação”, Delgado (2002), então o limite para a variável R será S :

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{R \leq S} f_R(R) \cdot f_S(S) dR dS \quad (3.9)$$

Definindo $f_R(R)$ e $f_S(S)$ à custa de uma variável genérica comum X :

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^x f_R(x) \cdot f_S(x) dx \quad (3.10)$$

Recorrendo novamente a conceitos de probabilidade o integral anterior pode transformar-se através de:

$$F_x(x) = P[X \leq x] = \int_{-\infty}^x f_x(y) dy \quad \text{e} \quad x \geq y \quad (3.11)$$

Obtém-se assim o chamado integral de convulsão (Delgado, 2002):

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (3.12)$$

Contudo este integral é de resolução difícil sendo por isso necessário o recurso a medidas indirectas para avaliar a probabilidade de ruína. Uma dessas medidas poderá ser o recurso ao índice de fiabilidade β permitindo assim avaliar a segurança da estrutura.

3.3.2.2. Índice de fiabilidade β

Toma-se em consideração de novo as variáveis solicitação S e a resistência R , sendo estas variáveis gausseanas aleatórias e independentes com distribuições normais caracterizadas pelas suas médias e desvios padrão, definidos respectivamente por (μ_S, σ_S) e (μ_R, σ_R) .

Introduz-se o conceito de margem de segurança Z definido por:

$$Z = R - S \quad (3.13)$$

Então:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) \quad (3.14)$$

A margem de segurança Z é então também uma variável gausseana em que a média e o desvio padrão são obtidos por:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3.15)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.16)$$

Transformando Z numa variável normal reduzida será possível calcular a probabilidade de ruína:

$$p_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (3.17)$$

Se o índice de fiabilidade for:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.18)$$

Pode-se obter p_f através da seguinte expressão:

$$p_f = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (3.19)$$

Representando graficamente a distribuição da margem de segurança, sabendo que $\mu_Z = \beta\sigma_Z$ e que a probabilidade de ruína pode ser definida por $p_f = P(Z \leq 0)$:

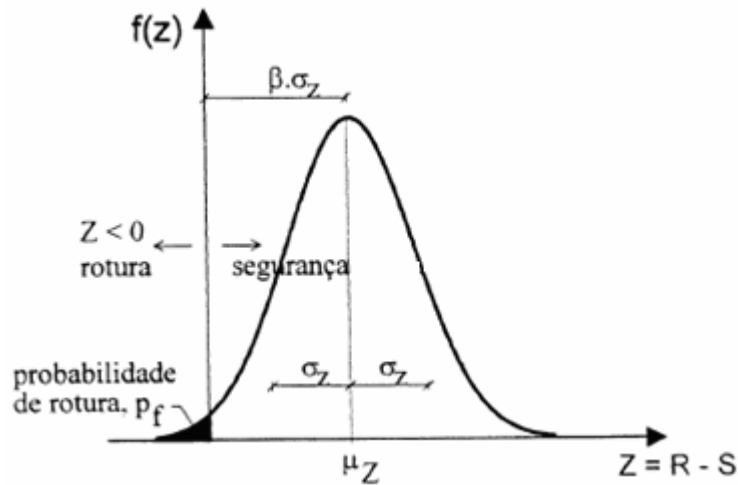


Fig. 3.4 - Representação gráfica da distribuição da margem de segurança e do índice de fiabilidade (retirada de Henriques, 1998)

Surge então um problema pois esta hipótese de formulação do índice de fiabilidade é dada para um caso elementar em que a função de estado limite é definida de forma linear. Na generalidade dos casos é necessário ter em conta que as variáveis resistência e solicitação são função de dois conjuntos de variáveis independentes em que as distribuições podem não ser normais.

$$R = g_R(X_1, X_2, \dots, X_m) \quad (3.20)$$

$$S = g_S(X_{m+1}, X_{m+2}, \dots, X_n) \quad (3.21)$$

A função de estado limite é representada pela expressão:

$$Z(R, S) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.22)$$

Para se poder determinar o índice de fiabilidade é então necessário transformar as variáveis básicas envolvidas em variáveis reduzidas permitindo assim o cálculo de β .

3.3.2.3. Métodos de simulação

A complexidade das estruturas dificulta a aplicação da técnica de fiabilidade estrutural exposta. Problemas como o elevado número de variáveis aleatórias envolvidas e modelos de cálculo numéricos que não permitem uma definição de uma função de estado limite fizeram surgir métodos que permitem ultrapassar estes mesmos problemas. Esses métodos são divididos em três grupos: métodos de perturbação, métodos de fiabilidade e métodos de simulação (Henriques, 1998; Delgado, 2002). O método abordado será o método de simulação ainda que referindo de forma sucinta as principais características dos métodos de perturbação e de fiabilidade.

Com base nos métodos de perturbação procura-se quantificar a matriz de covariância das variáveis resposta em análise através da introdução de perturbações nos diferentes intervenientes na determinação da resposta média (matriz de rigidez, vector deslocamentos e vector solicitação) (Delgado, 2002). Uma vez obtida a matriz de covariância das variáveis resposta em análise e em conjunto com o conhecimento da resposta estrutural média, é possível avaliar a fiabilidade estrutural do sistema.

Dos métodos de fiabilidade estrutural destacam-se os métodos de superfície de resposta (Delgado, 2002). Estes métodos consistem na procura de uma função analítica simplificada que se aproxime da função de estado limite sendo assim possível determinar a probabilidade de ruína com uma margem de erro admissível.

Os métodos de simulação consistem na obtenção de um conjunto de amostras representativas das variáveis envolvidas, variáveis essas definidas através de funções de distribuição. O conjunto de valores para as variáveis numa amostra permite caracterizar uma possível da estrutura. Aplicando repetidamente o modelo de análise estrutural a cada uma das amostras obtêm-se uma série de resultados de resposta estrutural que permitem ser tratados estatisticamente obtendo-se deste modo a correspondente fiabilidade estrutural.

Existem vários métodos de simulação sendo o mais usado o método de Monte Carlo (Henriques, 1998; Delgado, 2002). Contudo o elevado número de simulações necessário pelo método de Monte Carlo leva à ponderação de um outro método de simulação que envolve menor número de simulações, o Método do Hipercubo Latino.

No método do Hipercubo Latino primeiramente são identificadas as variáveis básicas X_j ($j = 1, 2, \dots, M$) e caracterizadas as suas funções de distribuição. Seguidamente as funções de distribuição são divididas em N intervalos não sobrepostos de igual probabilidade $1/N$, sendo determinados aleatoriamente, para cada uma das variáveis j , os pontos representativos de cada intervalo i . Quando existe um grande número de intervalos estes pontos podem ser substituídos pelos centros de gravidade, centróides C_{ij} , dos intervalos de igual probabilidade, Delgado (2002).

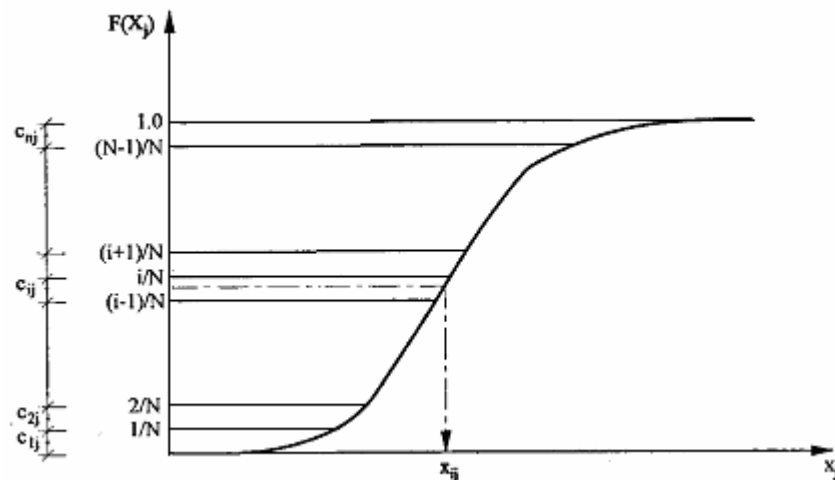


Fig. 3.5 - Divisão da função de distribuição da variável X_j em N intervalos e respectivos centróides (retirada de Delgado, 2002)

O método de simulação determina aleatoriamente uma sequência de N valores de C_{ij} para cada uma das variáveis, impondo como regra que cada intervalo é usado uma única vez durante o processo, ou seja, aquando da escolha aleatória das centróides vai-se eliminando sucessivamente cada intervalo escolhido até só restar apenas um único valor representativo.

Depois de obtidas as centróides de cada variável, associa-se o valor de cada variável X_j ao seu respectivo intervalo i permitindo obter os conjuntos de valores representativos das variáveis para cada amostra determinada.

Simulação	Variáveis básicas		
Ni	X_1	X_2	X_3
1	C_{41}	C_{32}	C_{93}
2	C_{21}	C_{102}	C_{13}
3	C_{11}	C_{72}	C_{33}
4	C_{71}	C_{92}	C_{43}
5	C_{91}	C_{22}	C_{73}
6	C_{31}	C_{52}	C_{103}
7	C_{101}	C_{82}	C_{63}
8	C_{51}	C_{42}	C_{53}
9	C_{81}	C_{62}	C_{83}
10	C_{61}	C_{12}	C_{23}

Fig. 3.6 - Aplicação do método do Hipercubo Latino a um conjunto de 10 amostras (retirada de Delgado, 2002)

3.4. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PROPOSTA POR CASTRO (1998)

De forma a se poder utilizar resultados provenientes de um algoritmo de análise não linear, Castro procura um formato de segurança com base nas actuais metodologias regulamentares dos coeficientes

parciais de segurança, mantendo a abordagem semi-probabilística de acções e materiais. Propõe assim um método de dimensionamento de estruturas reticuladas de betão armado aos efeitos de segunda ordem (Castro, 1998; Castro, R.M. Delgado e César de Sá, 2005).

3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um aspecto importante nos algoritmos de análise não linear é a forma como as cargas são aplicadas, ou seja, como estes algoritmos necessitam que as acções sejam aplicadas de forma incremental e iterativa, é necessário que se estabeleça uma sequência de aplicação. Castro propõe que seja realizado da seguinte forma:

1º - Aplicação das acções permanentes G_k ;

2º - Aplicação das acções variáveis combinadas da seguinte forma: $Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj}$;

3º - Aplicação proporcional do conjunto da totalidade das acções aplicadas $\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)$.

Relativamente à lei de comportamento material, Castro adopta para a sua caracterização os valores característicos da capacidade resistente do aço f_{syk} e do betão f_{ck} . O betão é ainda limitado na sua capacidade resistente por um coeficiente minoritário igual a 0,85 para ter em conta os efeitos desfavoráveis resultantes do histórico de aplicação das cargas actuantes na estrutura. Relativamente às deformações Castro considerou que as propriedades mais influentes, como o módulo de Elasticidade na origem E_c e a resistência à tracção máxima do betão f_{ct} , são expressas pelos seus valores médios.

3.4.2. FORMATO DE SEGURANÇA

Devida à impossibilidade de utilização, em certos casos, do formato de segurança dos coeficientes parciais, γ_s para as acções e γ_m para os materiais, em algoritmos de análise não lineares, Castro adopta um coeficiente global único γ que envolve os dois anteriores através da relação:

$$\gamma = \gamma_s \gamma_m \quad (3.23)$$

Para a determinação do coeficiente global γ procede-se previamente ao dimensionamento da estrutura pelos critérios regulamentares habituais aplicando-se de seguida o algoritmo de análise não linear de acordo com as considerações gerais expostas inicialmente. Depois do primeiro e segundo passos da sequência de aplicação das acções, incrementa-se proporcionalmente o conjunto global das acções actuantes até à ruína. No incremento de carga imediatamente anterior à ruína os esforços instalados na estrutura resultam da aplicação de um valor da acção aumentado de um determinado factor em relação ao valor característico de combinação de acções actuantes. Este factor de amplificação pode ser interpretado como uma medida da distância da ruína da estrutura aos valores característicos das acções e resistências, ou seja, o factor de segurança global da estrutura γ .

3.4.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO AOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

O método proposto pretende, assim, conciliar critérios associados à quantificação de um coeficiente global de segurança com critérios de dimensionamento de secções de betão armado, que envolvem mais do que um factor de segurança parcial para os materiais.

Considera-se então a estrutura dimensionada de acordo com uma análise linear e à qual se aplica o algoritmo de análise não linear com a sequência de aplicação de acções anteriormente exposto. No incremento de carga imediatamente anterior à ruína os esforços instalados na estrutura podem ser designados como esforços de ruína S_R . Se se dividir estes esforços pelo coeficiente de segurança global γ é obtida a distribuição de esforços que se designará por esforços característicos S_k . Multiplicando estes mesmo esforços característicos pelo coeficiente parcial de segurança das acções obtém-se esforços de dimensionamento que serão diferentes dos considerados inicialmente para o dimensionamento da estrutura uma vez que foi aplicada à estrutura um algoritmo não linear. É agora possível redimensionar as secções da estrutura com estes novos esforços S_d . Repete-se novamente o processo de avaliação do factor de segurança, melhorando assim a solução de dimensionamento estrutural, parando até que não existam diferenças significativas nos esforços de dimensionamento ou nos valores das áreas de armadura obtidas.

3.5. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PROPOSTA POR DELGADO (2002)

Tendo como base a teoria da fiabilidade, Delgado procura estabelecer uma metodologia para a verificação de segurança de nível 2.

Como foi exposto anteriormente o problema deste formato passa pela definição de uma função que permita estabelecer uma fronteira entre segurança e ruína e, consequentemente, a probabilidade de ruína:

$$p_f = P(R < S) \quad (3.24)$$

É por isso necessário definir em primeiro lugar as variáveis básicas do problema e caracterizá-las através das suas leis de distribuição. Contudo essa caracterização também não é simples. As variáveis R e S que intervêm na função limite dependem de vários parâmetros por vezes não fáceis de determinar. A solicitação S é função das acções que actuam na estrutura e a resistência R depende dessas mesmas acções actantes e da evolução do comportamento material da estrutura. Recorre-se então a métodos de simulação de simples aplicação para ajustar as leis de distribuição das variáveis e conseguir determinar a probabilidade de ruína p_f .

3.5.1 LEI DE DISTRIBUIÇÃO S

Para o estado limite último, o valor característico da solicitação S pode ser definida por:

$$S_k = \gamma_s S'_k = \gamma_s \left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right) \quad (3.25)$$

Podia-se então dizer que a lei de distribuição de S resulta da adição das várias variáveis de que dependem, as diferentes acções. Contudo não é possível adicionar acções com configurações de aplicação e formas de actuação muito diferentes, sendo mais correcto adicionar os seus efeitos. Tendo

em conta esse problema Delgado sugere que um dos parâmetros para definir a lei de distribuição seja o factor de carga de solicitação e não o valor característico da solicitação:

$$\lambda S = \frac{S}{S_k} = \frac{S}{\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)} \quad (3.26)$$

Então:

$$\lambda S_k = \frac{S_k}{\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)} = \frac{\gamma_s \left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)}{\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)} = \gamma_s \quad (3.27)$$

O coeficiente γ_s pode ser dividido em duas parcelas, Calgaro (1996):

$$\gamma_s = \gamma_{sd} \times \gamma_s \quad (3.28)$$

em que:

γ_s - incertezas associadas à variabilidade da acção, cujo valor é função do tipo de acção;

γ_{sd} - incertezas do modelo, em que se sugere o valor de 1,125.

Como não é possível tratar as incertezas do modelo através da caracterização da lei de distribuição da variável, assume-se que esse coeficiente terá o valor proposto e que γ_s será contabilizado através do parâmetro que se vai apresentar a seguir como definidor da lei de distribuição.

A expressão (3.27) resultará no seguinte:

$$\lambda S_k = \frac{S_k}{\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)} = \frac{\gamma_s \left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)}{\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right)} = \gamma_{sd} = 1,125 \quad (3.29)$$

Para o segundo parâmetro necessário para completar a definição da lei de distribuição, Delgado escolhe o coeficiente de variação obtido através de:

$$CV_s = \frac{\sigma_s}{\mu_s} \quad (3.30)$$

em que:

σ_s - desvio padrão;

μ_s - valor médio.

Não foi necessário no entanto o recurso à determinação dos parâmetros estatísticos desvio padrão e valor médio porque vários estudos mostram que o coeficiente de variação varia entre 0,10, para acções permanentes, e 0,40 para acções variáveis. Delgado optou por um intervalo de valores mais amplo, de 0,10 a 0,70.

Fica assim definida a lei de distribuição normal da variável solicitação S :

$$L_{\lambda_S}^N(1,125; CV_{\lambda_S}(0,10 \leftrightarrow 0,70)) \quad (3.31)$$

3.5.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO R

Quando se pretende caracterizar a variável R é necessário ter presente que esta variável representa os esforços resistentes das secções dependendo assim de factores como a solicitação actuante e as propriedades dos materiais constituintes da estrutura. A resistência R pode ser definida como o máximo carregamento possível sem que a ruína seja atingida. Tendo isso em conta e de modo a ser coerente com a mudança de transformação de variável realizada para a solicitação S , um dos parâmetros para definir a lei de distribuição da variável R será definido pela multiplicação de um factor de carga de resistência com a solicitação S'_k obtida imediatamente antes da ruína:

$$R = \lambda_R S'_k \quad (3.32)$$

Este factor de carga resulta de um processo incremental de um conjunto de acções, definindo-se uma sequência de aplicações de carga da seguinte forma:

1º - Incrementar as acções permanentes G de 0 até ao seu valor característico G_k ;

2º - Incrementar, simultaneamente, o conjunto de acções variáveis de 0 até ao valor de combinação $Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj}$;

3º - Incrementar simultaneamente a totalidade das acções de forma proporcional à sua combinação:

$$\left(G_k + Q_{k1} + \sum_{j>1} \Psi_{0j} Q_{kj} \right).$$

As características materiais que se consideraram na definição da resistência foram a tensão de rotura do betão à compressão f_c e tensão de cedência das armaduras f_{sy} sendo estas as variáveis básicas da resistência R . Recorre-se ao método do Hipercubo Latino para determinação de um conjunto de amostras das variáveis básicas a partir das quais é possível calcular igual número de valores da resistência da estrutura.

Para a lei de distribuição da tensão de rotura do betão à compressão f_c o autor opta pelo seguinte:

$$L_{f_c}^N(f'_{ck}; CV_{f_c}) \quad (3.33)$$

em que:

$$f'_{ck} = \lambda_c \frac{f_{ck}}{\eta} = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,15} \quad (3.34)$$

e

$$CV_{f_c} = \frac{\sigma_{f_c}}{f_{cm}} = \frac{4,878}{f_{cm}} \quad (3.35)$$

O valor atrás apresentado para o desvio padrão é obtido através do seguinte:

$$f_{ck} = f_{cm} + 8 \quad (3.36)$$

Como para distribuições normais se pode considerar que:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1.645\sigma_{f_c} \quad (3.37)$$

Obtém-se:

$$\sigma_{f_c} = \frac{8}{1.645} = 4.878 \quad (3.38)$$

Para as diferentes classes de betão:

Quadro 3.1 - Parâmetros estatísticos da distribuição de f_c para as diferentes classes de betão

Classe de betão	f'_{ck} (MPa)	CV_{f_c}	f'_{cm} (MPa)	σ_{f_c} (MPa)
C12/15	8,87	0,244	14,82	3,6
C16/20	11,83	0,203	17,76	3,6
C20/25	14,78	0,174	20,71	3,6
C25/30	18,48	0,148	24,42	3,6
C30/37	22,17	0,128	28,09	3,6
C35/45	25,87	0,113	31,78	3,6

Para a lei de distribuição da tensão de cedência das armaduras f_{sy} :

$$L_{f_c}^N(f_{syk}; CV_{f_s}) \quad (3.39)$$

O valor do coeficiente de variação desta variável é dado por diversos estudos realizados ao longo dos tempos, Delgado (2002).

Desta forma tem-se para as diferentes classes de aço:

Quadro 3.2 - Parâmetros estatísticos da distribuição de f_{sy} para as diferentes classes de aço

Classe de aço	f_{syk} (MPa)	CV_{fs}	f_{sym} (MPa)	σ_{fs} (MPa)
A235	235	0,087	274,25	23,86
A400	400	0,087	466,81	40,61
A500	500	0,087	583,51	50,77

Depois de definidas as leis de distribuição das variáveis básicas, aplica-se o método de Hipercubo Latino obtendo 30 amostras destas variáveis submetendo-se de seguida cada uma das amostras à ruína para se determinar o factor de carga λ_R . Para tal recorreu-se ao programa de cálculo não linear FEMPOR1.

Tendo em conta que:

$$\text{Média: } \overline{\lambda R} = \sum_{i=1,n} \frac{\lambda R_i}{n} \quad (3.40)$$

$$\text{Desvio padrão: } s_{\lambda R} = \sqrt{\sum_{i=1,n} \frac{(\lambda R - \lambda R_i)^2}{n-1}} \quad (3.41)$$

$$\lambda R_k = \overline{\lambda R} - 1,645 s_{\lambda R} \quad (3.42)$$

$$CV_{\lambda R} = \frac{s_{\lambda R}}{\lambda R_k} \quad (3.43)$$

É possível agora definir a lei de distribuição:

$$L_{\lambda R}^N(\lambda R_k; CV_{\lambda R}) \quad (3.44)$$

Depois de caracterizadas as leis das variáveis S e R para verificar a validade dos ajustes a uma lei normal Delgado utiliza dois testes estatísticos, o *Teste de normalidade baseado nos coeficientes de assimetria e de achatamento* e o *Teste de Kolmogorov-Smirnov modificado – versão proposta por Liliefors (1967)*. É agora possível determinar o índice de fiabilidade β e consequentemente a probabilidade de ruína.

4

METODOLOGIA DO EC2

4.1. INTRODUÇÃO

Com o intuito de tentar traduzir de uma forma mais realista os efeitos de segunda ordem em estruturas de betão armado, o EC2 apresenta algumas modificações, em relação à regulamentação anterior, na metodologia para os quantificar. Esta mudança foi importante já que, como pode ser observado em estudos feitos por Delgado (2002), os resultados obtidos pela versão anterior do EC2, que era muito semelhante ao método indicado no REBAP, eram demasiado conservativos.

Na versão actual, são propostos três métodos simplificados e um método de análise não linear. Não existe qualquer tipo de restrição na aplicabilidade dos métodos, tal como acontecia na antiga metodologia, podendo ser aplicados em qualquer tipo de estrutura.

Dois dos métodos simplificados são o método da rigidez nominal e o método da curvatura nominal. Estes formatos tanto podem ser utilizados para elementos isolados como para a totalidade da estrutura, mas nesse caso considerando cada elemento comprimido como um elemento isolado, ou seja, considerando que os efeitos de segunda ordem são consequência da deformação de elementos sujeitos a compressão.

A última proposta de metodologia simplificada surge em anexo com aplicação na globalidade da estrutura mesmo quando esta não é constituída por elementos muitos esbeltos. Neste caso, os efeitos de segunda ordem são associados a deformações horizontais da estrutura que levam a cargas horizontais mais elevadas. Este tipo de abordagem não existia na antiga regulamentação europeia.

4.2. CONCEITOS E DEFINIÇÕES

Apresentam-se agora alguns conceitos fundamentais que surgem ao longo do EC2 para caracterizar o comportamento das estruturas ao estado limite de encurvadura.

4.2.1 DEFINIÇÕES

Elementos ou sistemas contraventados: são elementos ou subsistemas estruturais que não contribuem para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura, ou seja, são elementos que não resistem a forças que provocam deformações horizontais. Estes elementos ou sistemas são contraventados pelos elementos ou sistemas de contraventamento.

Elementos ou sistemas de contraventamento: são elementos ou subsistemas estruturais que contribuem para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura, ou seja, são elementos concebidos para resistir a forças que provocam a instabilidade horizontal.

Elementos isolados: elementos efectivamente isolados ou que para efeitos de cálculo podem ser considerados como estando isolados na estrutura.

Desaparece a classificação das estruturas em nós móveis e nós fixos que era necessária antes da quantificação dos esforços de segunda ordem na versão antiga do EC2.

4.2.2 CONCEITOS

Um pilar sujeito a um esforço axial N pode atingir a rotura de duas formas. Através do esmagamento do betão, mantendo o seu eixo rectilíneo, onde os parâmetros que intervêm na rotura são a resistência do material e o valor da área da secção transversal (situação que pode surgir em elementos curtos). Em elementos esbeltos, pode também ocorrer a rotura devida à flexão do elemento resultante da aplicação excêntrica do esforço axial, a encurvadura. As características determinantes para esta forma de ruína são o módulo de elasticidade, o comprimento e momento de inércia na direcção da encurvadura, sendo a rotura praticamente independente da tensão resistente do material (Azeredo, 1986; Castro, 1998).

Para estes elementos esbeltos, sujeitos a esforços de compressão axiais, existe um valor mínimo de carga para o qual o elemento passará a ser instável, a carga crítica. Esta carga crítica foi determinada por Euler em 1744 para elementos biarticulados nas extremidades e supondo um comportamento elástico perfeito:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (4.1)$$

em que:

N_{cr} - carga crítica de Euler;

l_0 - comprimento efectivo de encurvadura definido como a distância entre os pontos de inflexão da deformada do elemento.

Como esta expressão foi determinada para elementos biarticulados, o comprimento efectivo destina-se a adequar a expressão para outras condições de apoio.

A esbelteza é uma característica geométrica dos elementos dada por:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.2)$$

em que i representa o raio de giração para a secção não fendilhada na direcção considerada. Este parâmetro de esbelteza fornece informação sobre a sensibilidade de um elemento aos efeitos de segunda ordem. Este facto é fácil de comprovar através da expressão da tensão associada à carga crítica de Euler que se obtém dividindo a expressão (4.1) pela área de secção transversal da peça:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l_0}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4.3)$$

Como se pode observar a esbelteza é inversamente proporcional à tensão associada à carga crítica, sendo que em elementos com valores de esbelteza mais elevados, elementos esbeltos, a tensão tenderá para zero, enquanto que em elementos curtos a tensão assumirá valores elevados.

Se um elemento apenas for constituído por um material será fácil determinar o valor para o qual o elemento é considerado esbelto, bastando determinar quando a tensão associada à tensão crítica iguala a tensão de cedência do material. Contudo para elementos inseridos em estruturas correntes de betão armado não é assim tão simples. Esses elementos são influenciados por parâmetros como a percentagem de armadura, comportamento não linear da estrutura, acções actuantes, imperfeições e fluência.

4.2.3 MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM

Os momentos de primeira ordem nas extremidades são representados por M_{01} , M_{02} , assumindo-se que $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Estes momentos são combinados através de uma expressão obtida por Massonet (1968) de forma a obter um momento de primeira ordem equivalente M_{0Ed} :

$$M_{0Ed} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (1.4)$$

M_{01} e M_{02} devem ter o mesmo sinal se produzirem tracção na mesma face, caso contrário devem ter sinais opostos.

4.2.4 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO EFECTIVO

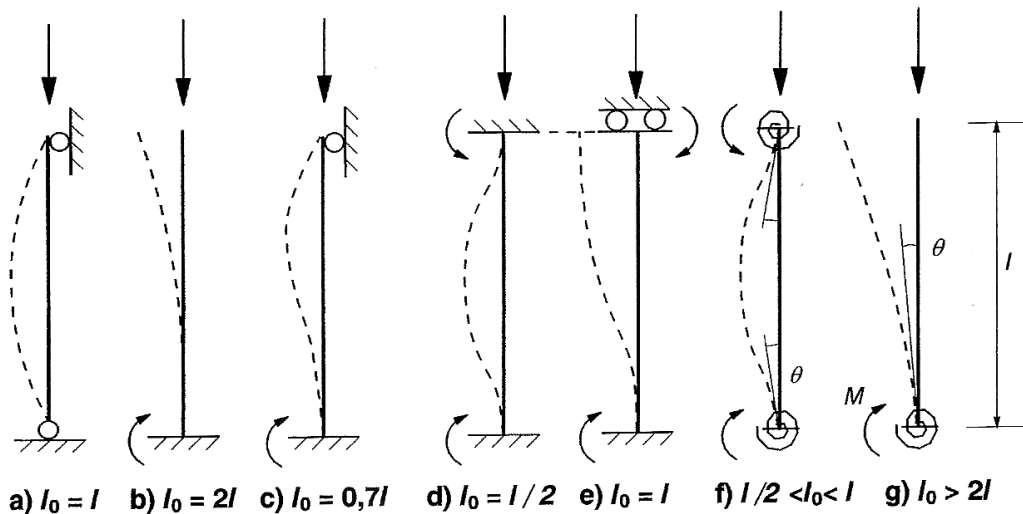


Fig. 4.1 – Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efectivos para elementos isolados (retirada do EC2)

O comprimento efectivo l_0 pode ser determinado conforme se tratam de elementos contraventados ou não contraventados:

- elementos contraventados:

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (4.5)$$

- elementos não contraventados:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (4.6)$$

em que:

k_1, k_2 - flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades 1 e 2, respectivamente;

$$k = \left(\frac{\theta}{M} \right) \cdot \left(\frac{EI}{l} \right);$$

θ - rotação dos elementos que se opõem à rotação para o momento flector M ;

EI - rigidez de flexão do elemento comprimido;

l - altura livre do elemento comprimido entre ligações de extremidades.

Em situações onde dois pilares que estejam conectados por um nó atingirem ao mesmo tempo a encurvadura, os dois terão de partilhar as restrições dadas pelas vigas e a rigidez relativa deve ser obtida por:

$$k = \left(\frac{\theta}{M} \right) \cdot \left[\left(\frac{EI}{l} \right)_a + \left(\frac{EI}{l} \right)_b \right] \quad (4.7)$$

sendo a e b o elemento comprimido acima e abaixo do nó.

4.2.5 FLUÊNCIA

O efeito da fluência pode ser traduzido pelo coeficiente efectivo:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (4.8)$$

em que:

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

M_{0Eqp} - momento flector de primeira ordem na combinação de acções quase-permanente;

M_{0Ed} - momento flector de primeira ordem na combinação de acções de cálculo.

4.3. DISPENSA DO CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Tal como na versão anterior do EC2, os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados se representarem menos de 10% dos efeitos de primeira ordem.

Para além deste critério o regulamento apresenta outros para elementos isolados e para estruturas.

4.3.1. ELEMENTOS ISOLADOS

Pode-se ignorar os efeitos de segunda ordem quando a esbelteza dos elementos isolados é inferior a um valor limite, valor este que pretende distinguir os elementos que são mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem dos que não o são. A esbelteza limite é função da taxa mecânica de armaduras, fluência, esforço axial reduzido e razão dos momentos de primeira ordem nas extremidades.

O valor recomendado para λ_{lim} é definido por:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (4.9)$$

em que:

$$A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef}) \quad (\text{se não é conhecido } \varphi_{ef}, A = 0,7);$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{se não é conhecido } \omega, B = 1,1);$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) - \text{taxa mecânica de armadura};$$

A_s - área total da secção das armaduras longitudinais;

A_c - área total da secção de betão;

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

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado;

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{se não é conhecido } r_m, C = 0,7);$$

$$r_m = M_{01} / M_{02}, \text{ razão de momentos};$$

Quando estes dois momentos extremos produzem tracção no mesmo lado, r_m deve ser considerado positivo, caso contrário dever ser considerado negativo.

Na antiga metodologia do EC2 existiam dois tipos de esbelteza limite, um para distinguir os elementos menos sensíveis aos efeitos de segunda ordem e outro para limitar a aplicação do método de valor igual a 140.

4.3.2. EDÍFICOS

Em edifícios o cálculo dos efeitos de segunda ordem pode dispensado se:

$$F_{V.Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (4.10)$$

em que:

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

n_s - número de pisos;

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

L - altura total do piso, acima do nível de encastramento;

I_c - momento de inércia dos elementos de contraventamento;

k_1 - coeficiente de valor recomendado de 0,31, mas se se provar que os elementos de contraventamento não estão fendilhados é igual a 0,62.

Contudo esta expressão só é aplicável se as seguintes condições forem todas cumpridas:

- a estrutura é razoavelmente simétrica, ou seja, a instabilidade à torção não é condicionante;
- as deformações globais por corte são desprezáveis;
- nos elementos de contraventamento as rotações são desprezáveis;
- a rigidez dos elementos de contraventamento é constante ao longo da altura;
- a carga vertical total aumenta aproximadamente a mesma quantidade por piso.

4.4. ANÁLISE NÃO LINEAR

Na análise não linear não é dado um caminho muito claro, advertindo apenas para considerações já feitas sobre a necessidade da actualização das equações de equilíbrio e, a nível de segurança, a introdução de outros factores de segurança mais realistas, mas sem aconselhar qualquer tipo de valor.

Indica sim quais as leis constitutivas do betão à compressão e do aço a utilizar.

4.4.1. MÉTODO GERAL

O EC dá o nome de Geral a este método por ser um método generalizado a todo tipo de estruturas, considerando ser, dentro dos métodos que sugere, o método mais preciso (Westerberg, 2004).

Para a lei comportamental do betão à compressão deve considerar-se o seguinte gráfico traduzido pela função $\sigma_c = f(\epsilon_c)$:

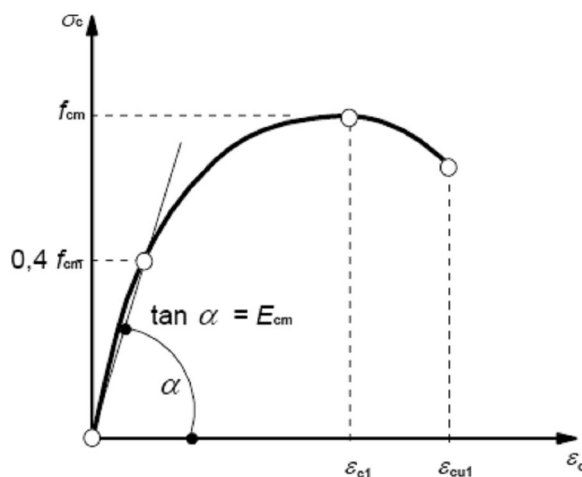


Fig. 4.2 – Comportamento material do betão (retirado do EC2)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \Leftrightarrow \frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\frac{1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c1}^2}}{1 + \left(\frac{1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad (4.11)$$

em que:

σ_c - tensão no betão;

f_{cm} - valor médio da tensão da rotura do betão à compressão;

E_{cm} - módulo de elasticidade secante do betão;

ε_c - extensão no betão;

ε_{c1} - extensão do betão correspondente à tensão máxima.

No entanto f_{cm} deverá ser substituído por f_{cd} e E_{cm} por $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$. Para o valor de γ_{cE} recomenda-se

1,2.

O efeito da fluência é também introduzido através da multiplicação dos valores da extensão do diagrama tensões-extensões do betão atrás representado, por um coeficiente $(1 + \varphi_{ef})$.

Para o aço o comportamento pode ser traduzido pelo seguinte gráfico:

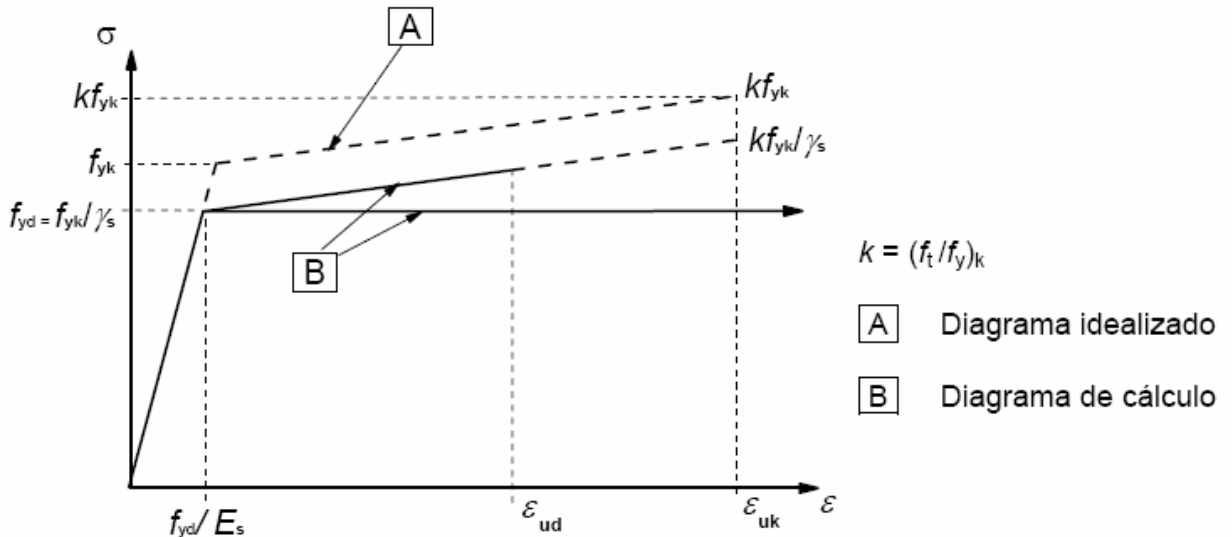


Fig. 4.3 – Comportamento material do aço (retirado do EC2)

O EC2 recomenda:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} \quad (4.12)$$

em que:

ε_{uk} - valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado na carga máxima;

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado;

f_t - tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de betão armada;

E_s - valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado.

4.5. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE QUANTIFICAÇÃO DE EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Tal como foi mencionado, existem três métodos simplificados a que se pode recorrer para quantificar os efeitos de segunda ordem.

4.5.1. MÉTODO BASEADO NA RIGIDEZ NOMINAL

Para ter em conta a não linearidade material, efeitos de fendilhação e de fluência é feita uma redução de rigidez nos elementos comprimidos que pode ser igualmente aplicada a elementos como vigas, lajes e fundações.

Relativamente à aplicabilidade deste método, será aconselhável utilizar este método quando se está a considerar como elementos isolados os elementos comprimidos inseridos em estruturas.

4.5.1.1 Elementos comprimidos esbeltos

Para estes elementos a rigidez reduzida resultante, rigidez nominal, pode ser calculada da seguinte forma:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (4.13)$$

em que:

EI - rigidez nominal;

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

I_c - momento de inércia da secção transversal do betão;

I_s - momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área de betão;

K_c - coeficiente que toma em conta efeitos como a fendilhação e fluência;

K_s - coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras.

Os coeficientes K_c e K_s podem obtido com a condição que $\rho \geq 0,002$ (sendo ρ a taxa geométrica de armaduras) da seguinte forma:

$$K_s = 1$$

$$K_C = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (4.14)$$

em que:

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad (MPa) \quad (4.15)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (4.16)$$

sendo:

f_{ck} - valor característico da tensão da rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

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

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal.

De forma alternativa quando o coeficiente de esbelteza não estiver definido, k_2 pode ser calculado por:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (4.17)$$

K_c e K_s têm como hipótese de cálculo simplificada:

$$K_s = 0$$

$$K_C = \frac{0,3}{(1 + 0,5\varphi_{ef})} \quad (4.18)$$

Aquando a utilização destas expressões deve-se garantir que $\rho \geq 0,01$.

4.5.1.2 Elementos adjacentes

Para os elementos adjacentes ao elemento comprimido considerado deve-se também ter em conta os efeitos da fendilhação, não sendo as expressões atrás apresentadas aplicáveis a eles.

Neste ponto o regulamento é bastante vago dizendo apenas que a fendilhação parcial e o betão traccionado podem ser considerados, mas que de forma simplificada se pode admitir que as secções estão totalmente fendilhadas. Desta forma deixa ao critério do projectista a forma como considerar estes efeitos. Pensa-se que esta opção é adoptada porque, como se vai demonstrar posteriormente, este efeito nos elementos adjacentes não irá influenciar de forma significativas os resultados.

É imposto apenas que o módulo efectivo do betão seja definido pela expressão seguinte, introduzindo desta forma o efeito da fluência:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (4.19)$$

4.5.1.3 Coeficiente de majoração dos momentos

Após o cálculo da rigidez nominal, o momento de cálculo que inclui o momento de segunda ordem pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right] \quad (4.20)$$

β é um coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem e expresso da seguinte forma:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (4.21)$$

em que:

c_0 - coeficiente que depende da distribuição do momento de primeira ordem e para o qual são propostos vários valores.

A carga crítica N_B deve ser baseada na rigidez nominal, ou seja, aquando da utilização da expressão de Euler os parâmetros de que depende devem ser determinados considerando o efeito não linear material.

Esta expressão tem a desvantagem de poder ser apenas aplicada a cada elemento isoladamente.

4.5.2. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Este método é especialmente aconselhado para elementos isolados.

O método da curvatura nominal é semelhante ao método da versão anterior do EC2 e baseia-se no método pilar padrão exposto no capítulo 2 (Westerberg, 2004). Determina-se um deslocamento correspondente a um deslocamento de segunda ordem que será multiplicado pela carga axial actuante. O momento resultante é um momento de segunda ordem que se adiciona ao momento equivalente de primeira ordem.

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (4.22)$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.23)$$

O deslocamento e_2 é obtido por:

$$e_2 = (1/r)_0^2 / c \quad (4.24)$$

em que:

$(1/r)$ - curvatura;

c – coeficiente dependente da distribuição da curvatura que se utiliza normalmente igual a 10.

Como se pode verificar, o conceito de deslocamento de segunda ordem é o mesmo do antigo EC2, contudo na nova metodologia não surge o conceito de deslocamento total que englobava três componentes: o deslocamento de segunda ordem, um deslocamento devido à fluência e um

deslocamento accidental que tinha em conta as imperfeições. Esse o deslocamento total era multiplicado pelo esforço axial, resultando no momento de segunda ordem quando adicionado ao de primeira ordem (REBAP; Azeredo, 1986).

4.5.2.1 Curvatura

A curvatura pode ser determinada por:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (4.25)$$

K_r é um factor de correcção dependente do esforço normal e pode ser dado por:

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (4.26)$$

em que:

$$n_u = 1 + \omega;$$

n_{bal} - valor de n correspondente ao momento resistente máximo que pode utilizar-se igual a 0,4.

O factor que tem em conta o efeito da fluência é obtido através de:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (4.27)$$

em que:

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 \quad (4.28)$$

Nesta nova versão do EC2 no cálculo da curvatura surge a contabilização do efeito do nível do esforço axial reduzido (Falcão e Vinagre, 2008).

4.5.3. ANEXO H

Tal como já foi referido este anexo é aplicável à totalidade das estruturas mesmo se estas não forem constituídas por elementos particularmente esbeltos.

As deformações globais de flexão e de esforço transversal podem ser traduzidas conforme se mostra na figura seguinte:

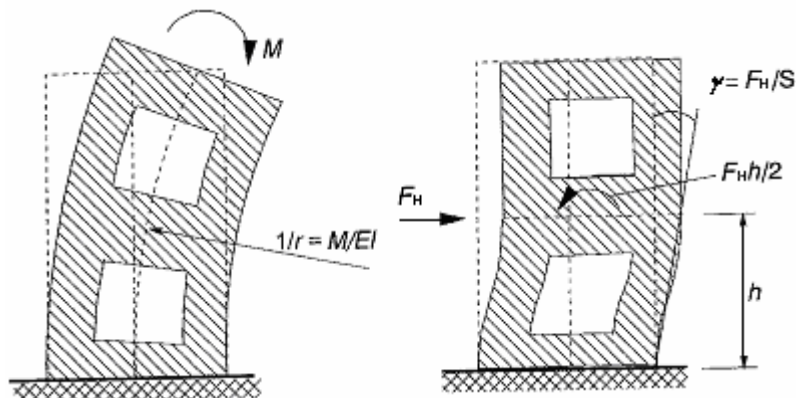


Fig. 4.4 – Definição das deformações globais de flexão e de esforço transversal (respectivamente $1/r$ e γ) e das correspondentes rigidezes (respectivamente EI e S)

4.5.3.1 Critérios para ignorar os efeitos globais de segunda ordem

Quando não é possível aplicar os critérios expostos em 4.3.2 para ignorar os efeitos de segunda ordem em edifícios, este anexo apresenta as alternativas que se expõem em seguida.

Nos sistemas de contraventamento sem deformações significativas de esforço transversal, ou seja, em sistemas em que a contribuição dos esforços de flexão são mais expressivos, é possível ignorar os efeitos de segunda ordem se:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (4.29)$$

em que:

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

$F_{V,BB}$ - carga global nominal de encurvadura para a flexão global, definida por:

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \sum EI / L^2 \quad (4.30)$$

em que:

ξ - coeficiente dependente do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição das cargas. A expressão que permite calcular este coeficiente apresenta-se mais a frente;

$\sum EI$ - soma dos factores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direcção considerada, incluindo eventuais efeitos da fendilhação;

L - altura total do edifício acima do nível da secção de encastramento.

Para a determinação da rigidez do elemento de contraventamento fendilhado pode utilizar a seguinte expressão:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (4.31)$$

I_c - momento de inércia do elemento de contraventamento.

Se no estado limite último a secção transversal do elemento não está fendilhada, o valor 0,4 pode ser substituído por 0,8.

Para o coeficiente ξ :

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (4.32)$$

em que:

n_s - número de pisos;

k - flexibilidade relativa da secção de encastramento (definida em 4.2.4).

Para sistemas de contraventamento com deformações significativas de esforço transversal os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados quando:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (4.33)$$

em que:

$F_{V,B}$ - carga global de encurvadura tendo em conta a flexão e o esforço transverso globais;

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

$F_{V,BS}$ - carga global de encurvadura para o esforço transverso, $F_{V,BS} = \sum S$;

$\sum S$ - rigidez total de esforço transverso (força por unidade de deformação angular por esforço transversal) dos elementos de contraventamento. Deve ser tida em conta a fendilhação da mesma forma que para EI .

4.5.3.2 Métodos de cálculo dos efeitos globais de segunda ordem

Este método é baseado na análise linear de segunda ordem de acordo com o método da rigidez nominal. Para ter em conta os efeitos de segunda ordem analisa-se a estrutura para as forças horizontais fictícias majoradas, $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (4.34)$$

em que:

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

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

$F_{V,B}$ - carga global nominal de encurvadura, que pode ser definida pelas expressões atrás expostas mas utilizando os valores nominais de rigidez de acordo com o método de rigidez nominal.

Aplicação desta força à estrutura resulta em valores finais com os efeitos de segunda ordem já incluídos.

No caso de não ser possível definir $F_{V,B}$ pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (4.35)$$

em que:

$F_{H,1Ed}$ - força horizontal fictícia produzindo o mesmo efeito do que a carga vertical actuante na estrutura deformada, sendo a deformação provocada por $F_{H,0Ed}$ (deformação de primeira ordem) e calculada com os valores nominais da rigidez obtidos através do método da rigidez nominal.

Com a redução da rigidez pretende simular a situação real em que os elementos se encontram aquando da quantificação da deformação.

A expressão (4.35) foi obtida através de um cálculo passo a passo, em que os efeitos dos incrementos de carga vertical e de deformação, traduzidos pelas forças horizontais equivalentes, são adicionados sucessivamente. Os sucessivos incrementos formam uma série geométrica que pode ser expressa pela expressão (4.35) (Westerberg, 2004; EC2).

4.5.3.3. Sequência de cálculo

Para calcular os efeitos de segunda ordem na estrutura através da expressão (4.35) sugere-se o seguinte procedimento:

- cálculo da estrutura com os valores nominais de rigidez, tanto para os elementos verticais como para os elementos adjacentes, para a combinação de acções iniciais;
- obtenção dos valores de deslocamento de cada piso e do esforço axial em cada pilar;

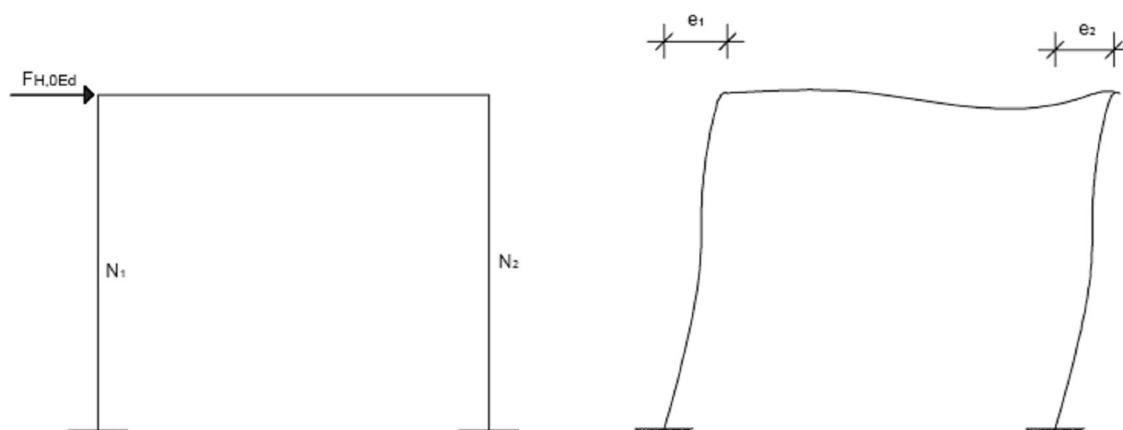


Fig. 4.5 – Método do anexo H: deformação de primeira ordem, esforços axiais e deslocamentos

- sendo e_i é o deslocamento da extremidade de cada pilar e N_i o esforço axial de cada pilar em cada piso, $F_{H,1Ed}$ é obtido através da expressão:

$$N_1 \times e_1 + N_2 \times e_2 = F_{H,1Ed} \times h \quad (4.36)$$

Em que h representa a altura da extremidade dos pilares até a base.

- determinadas as forças $F_{H,1Ed}$ obtêm-se, através da expressão (4.35), as forças horizontais fictícias amplificadas $F_{H,Ed}$;

- estas forças são consideradas na estrutura em substituição das forças de primeira ordem na combinação de acções. O pórtico é calculado com os valores elásticos da rigidez dos elementos, obtendo assim os valores finais dos esforços que incluem os efeitos de segunda ordem.

Existe ainda um pormenor importante a tratar. Como foi dito no primeiro ponto da sequência de cálculo, nos elementos adjacentes os efeitos de fendilhação também devem ser tidos em conta, não sendo, como já foi referido, o EC2 muito claro neste aspecto, apenas indicando qual o módulo de elasticidade a utilizar, mas não referindo o modo como contabilizar os efeitos desfavoráveis da fendilhação. Desta forma optou-se por reduzir as secções das vigas tendo em conta a secção activa do elemento, ou seja, desprezando a parte traccionada do betão, ou aplicando os coeficientes de redução de rigidez (r) propostos por Castro (1998 e 2007). Visto que ambas as opções são dependentes do momento considerado, resulta de cada uma delas duas hipóteses: a que conduz a uma secção mais desfavorável (secção mais pequena) e a que conduz a uma secção mais favorável (secção maior).

Os coeficientes de redução de rigidez (r) proposto por Castro podem ser obtidos para as vigas com betão classe C20/25 e aço A400, da seguinte forma:

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} m = 0.42 \\ r_0 = 1.58 \end{array} \right. \quad \mu < 0.300 \\
 \left\{ \begin{array}{l} m = 3.50\mu - 0.63 \\ r_0 = 6.06\mu - 0.24 \end{array} \right. \quad 0.300 \leq \mu < 0.450 \\
 \left\{ \begin{array}{l} m = 2.09\mu + 1.94 \\ r_0 = 4.98\mu + 4.73 \end{array} \right. \quad 0.450 \leq \mu < 0.850 \\
 \left\{ \begin{array}{l} m = 0.03\mu + 0.14 \\ r_0 = 0.11\mu + 0.38 \end{array} \right. \quad \mu \geq 0.850
 \end{array}
 \quad \boxed{r = r_0 - m\gamma}$$

$$\gamma = 0.0135\mu^4 - 0.1582\mu^3 + 0.6941\mu^2 - 1.3422\mu + 2.7744$$

Fig.4.6 – Coeficientes de redução de rigidez para as vigas propostos por Castro (2007)

Depois de obtido o coeficiente r basta multiplicá-lo pela rigidez elástica da cada viga obtendo uma rigidez nominal do elemento adjacente ao pilar.

5

ESTUDO COMPARATIVO DAS METODOLOGIAS DO EC2

5.1. INTRODUÇÃO

Uma vez identificada a metodologia presente no EC2 para a quantificação de efeitos de 2ª ordem, expõe-se ao longo deste capítulo a aplicação dos métodos simplificados do regulamento europeu a um conjunto de cinco estruturas reticuladas que se consideram serem representativas de tipologias estruturais comuns.

Inicialmente apresenta-se o dimensionamento para os efeitos de primeira ordem e só depois os resultados de dimensionamento aos efeitos de segunda ordem recorrendo ao método da rigidez nominal, ao método da curvatura nominal e finalmente à metodologia presente em anexo (método do anexo H).

5.2. DESCRIÇÃO GLOBAL DAS ESTRUTURAS ANALISADAS

Foram seleccionados cinco pórticos com características de simetria de geometria, secções e solicitações e com diferentes números de andares e tramos. A designação para cada pórtico é feita conforme esses mesmos números de andares e tramos da forma que se expõe a seguir:

Quadro 5.1 – Designação dos exemplos de aplicação

Designação	Número de andares	Número de tramos
PT11	1	1
PT41	4	1
PT42	4	2
PT43	4	3
PT91	9	1

A escolha destes pórticos deve-se ao facto de que Castro (1998) e Delgado (2002) utilizaram estas mesmas estruturas para avaliar a sua proposta de formato de verificação de segurança e desta forma será possível estabelecer uma comparação entre os resultados obtidos.

Os materiais constituintes da estrutura são para o betão classe C20/25 e para o aço classe A400. Os critérios de dimensionamento das secções aos estados limites últimos foram os habitualmente

utilizados em projecto de estruturas de betão armado e de acordo com a regulamentação em vigor. Os pilares serão duplamente armados e as secções das vigas simplesmente armadas.

Dado que será necessário recorrer posteriormente ao programa de análise não linear baseado no método de elementos finitos FEMPOR1, teve-se já em conta a malha de elementos finitos seguinte para o dimensionamento e disposição das armaduras, Delgado (2002):

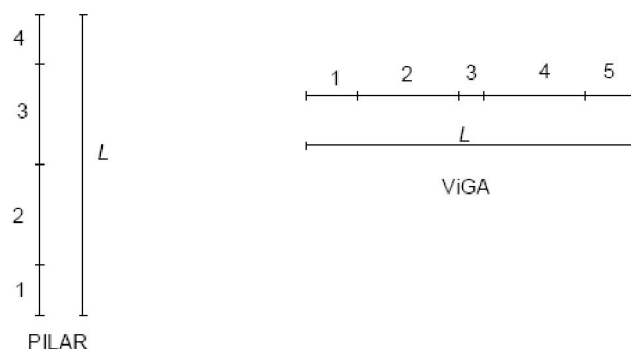


Fig. 5.1 – Malha de elementos finitos para pilares e vigas

Os pilares foram dimensionados para a combinação de esforços mais desfavorável encontrada, sendo a armadura mantida ao longo de todo o seu desenvolvimento. Para as vigas, nas armaduras inferiores identifica-se o momento flector positivo na zona central e quantifica-se a armadura resistente, não sendo feita qualquer tipo de dispensa. Para as armaduras superiores, na zona central adoptou-se a armadura regulamentar mínima e nas extremidades procura-se o máximo momento flector negativo calculando a armadura que lhe resiste, prolongando-a ao longo dos dois elementos finitos adjacentes à respectiva extremidade. Optou-se por dispensar a apresentação desses esforços quando o momento flector conduz a uma armadura regulamentar mínima.

Para todos os pórticos apresentam-se os principais resultados da seguinte forma:

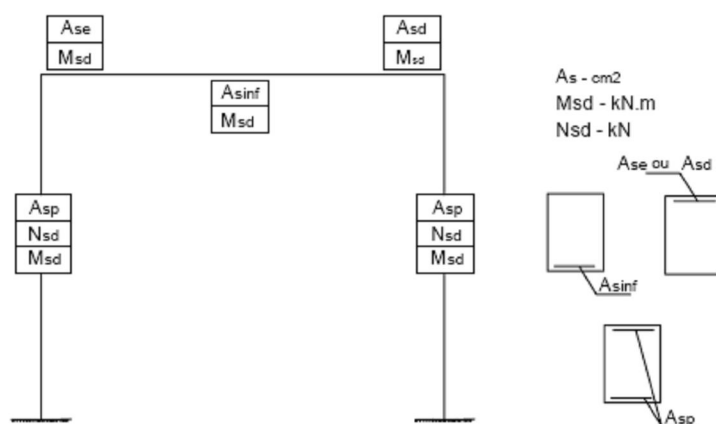


Fig. 5.2 – Representação esquemática de esforços e distribuição de armaduras

5.3. PÓRTICO DE UM ANDAR E UM TRAMO (PT11)

Este pórtico é o mais simples que se pode definir e permite apresentar, pela sua simplicidade, a sequência de procedimentos e de apresentação de resultados que se fará para o conjunto dos cinco pórticos.

A configuração geométrica do pórtico e as dimensões das secções dos pilares e das vigas são as que se apresentam na figura seguinte:

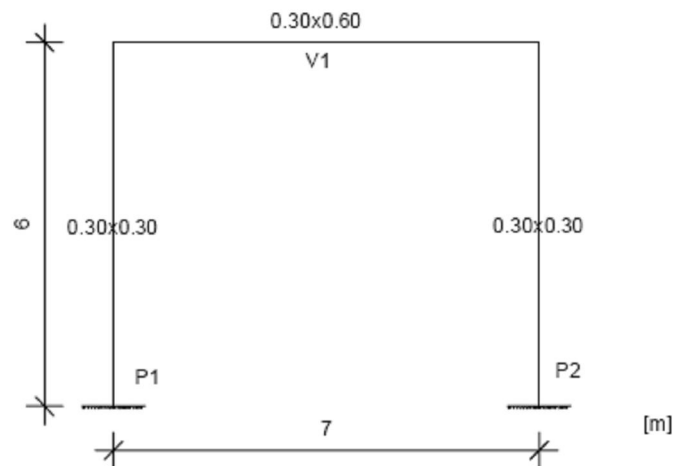


Fig. 5.3 – Secções e configuração geométrica do pórtico PT11

Na figura seguinte apresenta-se a solicitação considerada, constituída pelas cargas permanentes G , as sobrecargas e acção do vento W , sendo os valores que se apresentam os característicos.

Quadro 5.2 – Valor de combinação das acções para o PT11

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	24,0	0,7*7,0	-
F(kN)	400,0	0,7*120,0	-
H (kN)	-	-	15,0

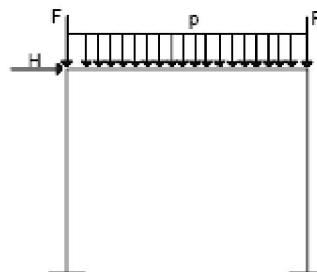


Fig.5.4 – Configuração geométrica das acções para o PT11

5.3.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM

Para o cálculo dos esforços de primeira ordem optou-se pelo recurso ao programa de cálculo *Robot Millennium* obtendo-se os seguintes resultados para a análise linear:

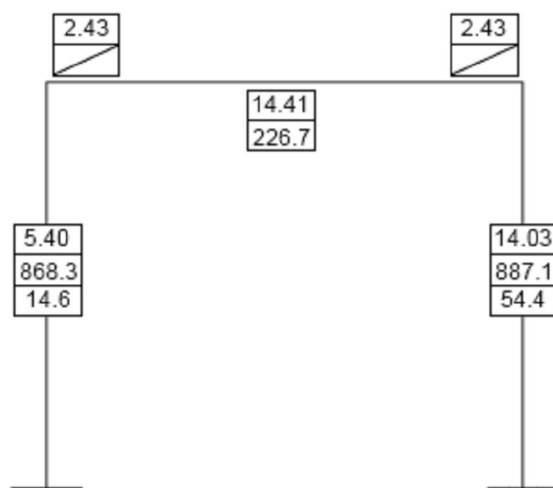


Fig. 5.5 – PT11: Análise linear. Esforços e secções de armadura

5.3.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

Depois de conhecidos os esforços de primeira ordem é agora possível aplicar o método da rigidez nominal exposto no EC2. Antes de apresentar os esforços de segunda ordem obtidos com este método, importa fazer algumas considerações comuns a todos os pórticos estudados.

5.3.2.1. Considerações gerais

Como foi referido, para a determinação do momento final (que inclui os efeitos de segunda ordem) é necessária a utilização de uma expressão de amplificação do momento equivalente de primeira ordem, sendo preciso conhecer a carga crítica, do elemento em análise, que depende do seu comprimento efectivo e rigidez. Para o efeito, recorreu-se às expressões que o regulamento apresenta, tendo-se admitido uma rigidez elástica na determinação do comprimento efectivo, embora no EC2 se refira que deve ser adoptada uma rigidez nominal, ou seja, uma rigidez que contabiliza os efeitos de fendilhação. Tomou-se esta opção visto que, ao introduzir a rigidez nominal, seria também necessário ter também em conta esses mesmos efeitos de fendilhação na avaliação da rotação das extremidades dos elementos. Tornar-se-ia desta forma um processo iterativo e pouco prático. Para além disso, as diferenças entre as rigidezes relativas avaliadas com as secções fendilhadas ou integrais não são muito relevantes, assim tanto a rotação como a rigidez serão rotação e rigidez elástica.

Depois de definido o comprimento efectivo é efectuada a determinação da rigidez nominal de acordo com a expressão proposta no EC2. Decidiu-se não introduzir os efeitos devido à fluência para poder desta forma comparar resultados obtidos por Delgado (2002) já que este também não os contabilizou.

É agora possível determinar a carga crítica de cada elemento vertical da estrutura e assim determinar o momento final com os efeitos de segunda ordem.

5.3.2.2. Resultados finais

Depois de calculados os comprimentos efectivos, a carga critica e o momento final, os resultados obtidos vão ser representados da seguinte forma:

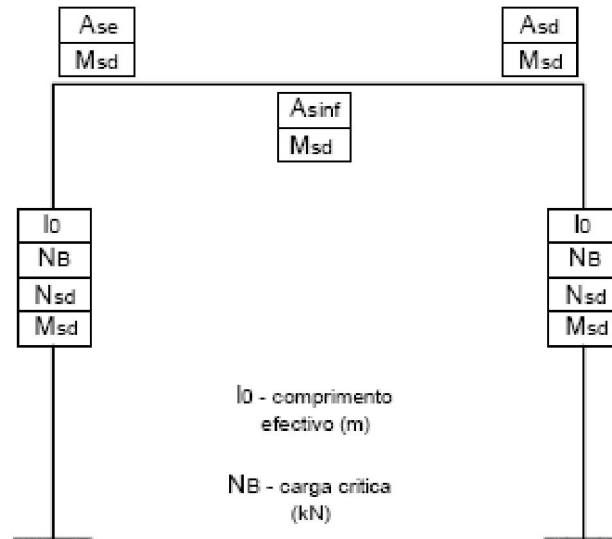


Fig. 5.6 – Representação esquemática de resultados obtidos pela aplicação do método da rigidez nominal

Como se pode verificar não está representada a armadura resistente nos pilares dado que, como se vai verificar ao longo dos cinco pórticos, os momentos resultantes serão maioritariamente inferiores ao momento de dimensionamento de primeira ordem. Sempre que existir um momento superior será representado de modo evidenciado e em itálico.

Esta representação esquemática será feita para os restantes quatro pórticos.

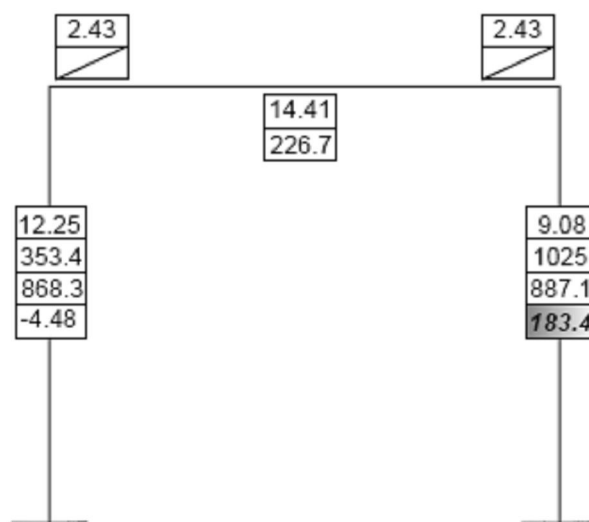


Fig. 5.7 – PT11: Método da rigidez nominal: esforços finais, carga crítica e comprimento efectivo

Uma conclusão que se pode logo retirar é que para P1 a carga crítica é inferior ao esforço axial actuante. Também se pode verificar que o comprimento efectivo é superior a duas vezes o comprimento da barra quando tal não deveria acontecer para as condições de apoio que o elemento tem.

Analisando a expressão que resulta no comprimento efectivo:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.1)$$

em que:

k_1, k_2 - flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades 1 e 2, respectivamente;

$$k = \left(\frac{\theta}{M} \right) \cdot \left(\frac{EI}{l} \right).$$

Contudo as flexibilidades relativas podem-se também ser definidas através do seguinte:

$$k = \frac{4 \left(\frac{EI}{l} \right)'_{PILAR}}{4 \left(\frac{EI}{l} \right)_{VIGA}} = \frac{\left(\frac{EI}{l} \right)'_{PILAR}}{\left(\frac{EI}{l} \right)_{VIGA}} \quad (5.2)$$

Sendo assim optou-se por introduzir a flexibilidade relativa determinada pela expressão anterior para o cálculo do comprimento efectivo de forma a tentar melhorar os resultados obtidos. Dado que esta definição de flexibilidade relativa aparece no regulamento português REBAP, denominar-se-á sempre que se tomar esta opção como comprimento efectivo (l_0) REBAP.

A aplicação da consideração anterior resulta nos seguintes esforços finais:

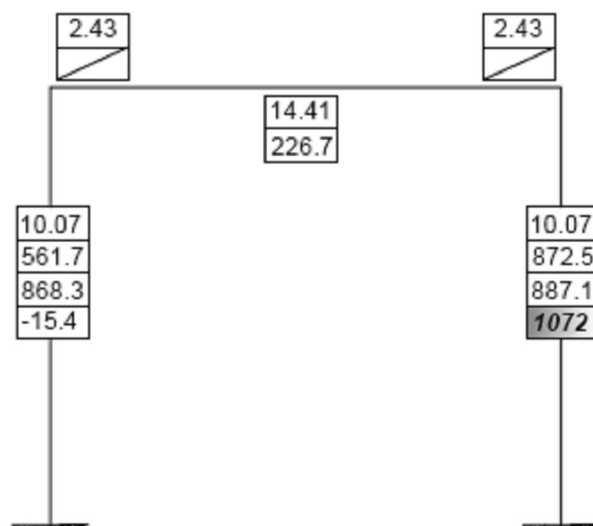


Fig. 5.8 – PT11: Método da rigidez nominal: esforços finais, carga crítica e comprimento efectivo REBAP

Verifica-se um aumento para a carga crítica para o pilar P1 apesar de ainda se ter mantido inferior ao esforço axial actuante. Relativamente ao comprimento efectivo, visto que a rigidez elástica é igual

para os dois pilares, terão os dois o mesmo valor para l_0 , significando isso uma diminuição para o pilar P1 mas um aumento para o pilar P2. Neste pilar a carga crítica é diminuída representando isso um aumento significativo do momento final.

Para tentar melhorar novamente os resultados finais, analisou-se a outra variável interveniente na definição da carga crítica, a rigidez nominal. Recordando que esta pode ser obtida através da expressão:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (6.3)$$

em que:

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

I_c - momento de inércia da secção transversal do betão;

I_s - momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área de betão;

K_c - coeficiente que toma em conta efeitos como a fendilhação e fluência;

K_s - coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras.

A variável que se pode alterar é a relativa à contribuição das armaduras. Sendo assim, aumentou-se progressivamente a quantidade de armadura para o pilar P1 e calculou-se a rigidez nominal respectiva, tendo-se obtido o seguinte gráfico:

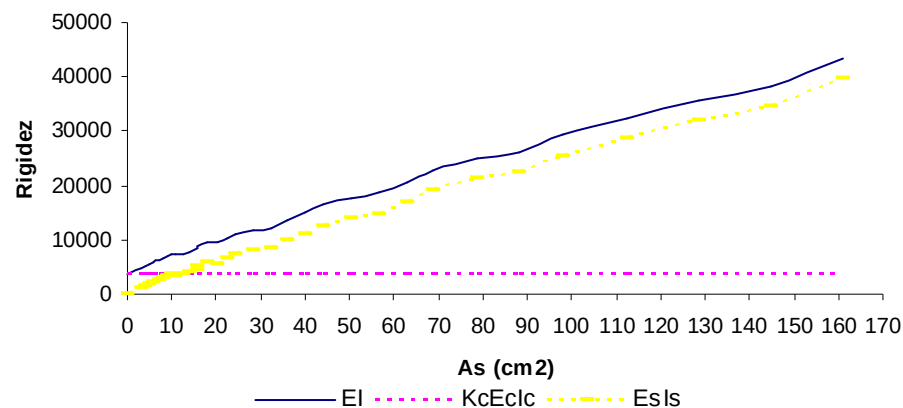


Fig. 5.9 – Variação da rigidez nominal com o aumento de armadura

Como se pode verificar pela expressão e gráfico anteriores, a rigidez nominal aumenta significativamente com a quantidade de armadura, e consequentemente a carga crítica.

De modo a considerar uma armadura que tenha em conta os efeitos de 2ª ordem, decidiu-se recorrer à metodologia de dimensionamento de Castro (1998) e calcular a rigidez nominal com as armaduras finais resultante do método proposto pela autora (armaduras PC), Delgado (2002).

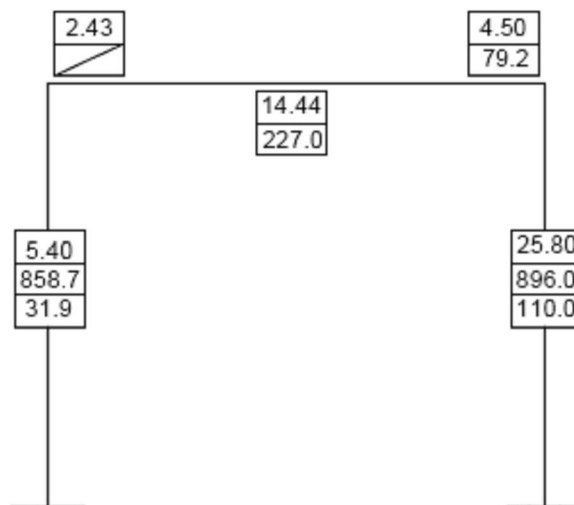


Fig. 5.10 – PT11: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)

Repete-se o método de rigidez nominal com as armaduras PC tanto com o comprimento efectivo tal como está exposto no EC2 (comprimento efectivo EC2) como para o comprimento efectivo REBAP. Obteve-se o seguinte:

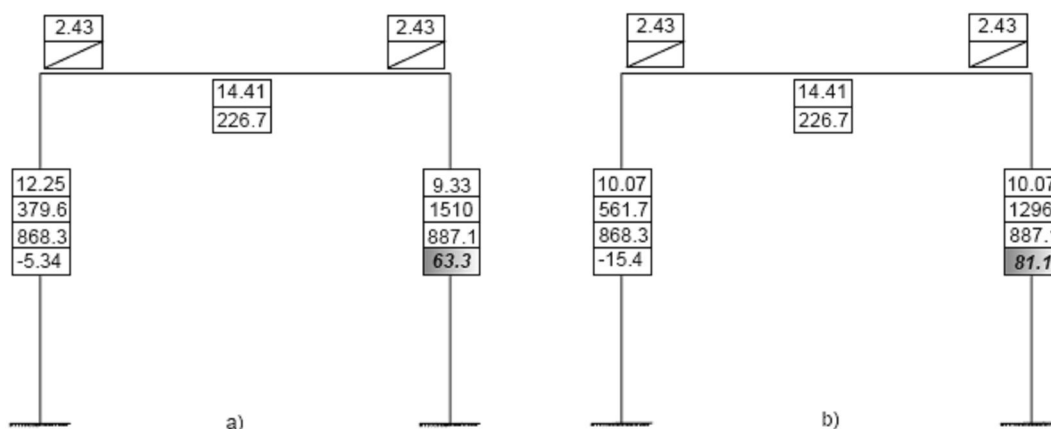


Fig. 5.11 – PT11: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP

Comparando estes resultados com os obtidos com as armaduras de primeira ordem verifica-se que a rigidez nominal aumenta, tal como se espera, traduzindo-se também num aumento da carga crítica. Contudo para o pilar P1 mantém-se o mesmo problema de a carga crítica não ser superior ao esforço actuante. Tal se explica dado que, mesmo quando o comprimento efectivo de P1 iguala o comprimento efectivo de P2, tanto a armadura de primeira ordem como a armadura PC para este pilar é apenas a armadura regulamentar mínima.

5.3.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Para a quantificação dos esforços finais, é necessária a determinação de um deslocamento e_2 que depende do comprimento efectivo e da armadura resistente, tendo-se considerado, como para o método anterior, as quatro hipóteses seguintes:

- armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo EC2;
- armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo REBAP;
- armaduras PC e comprimento efectivo EC2;
- armaduras PC e comprimento efectivo REBAP.

Nas figuras 13 e 14 apresentam-se os principais resultados obtidos e na figura 12 o esquema adoptado para a sua representação.

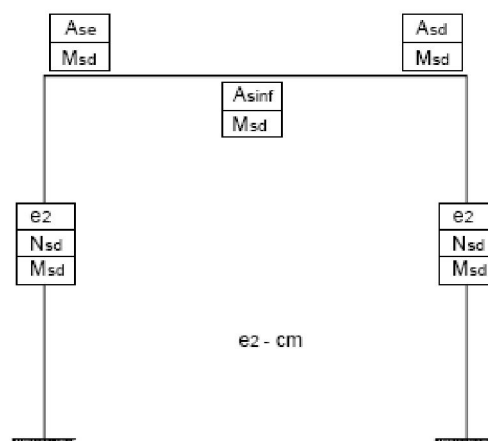


Fig. 5.12 - Representação esquemática dos resultados finais do método da curvatura nominal

Os resultados são apresentados na ordem que se encontram as hipóteses atrás expostas.

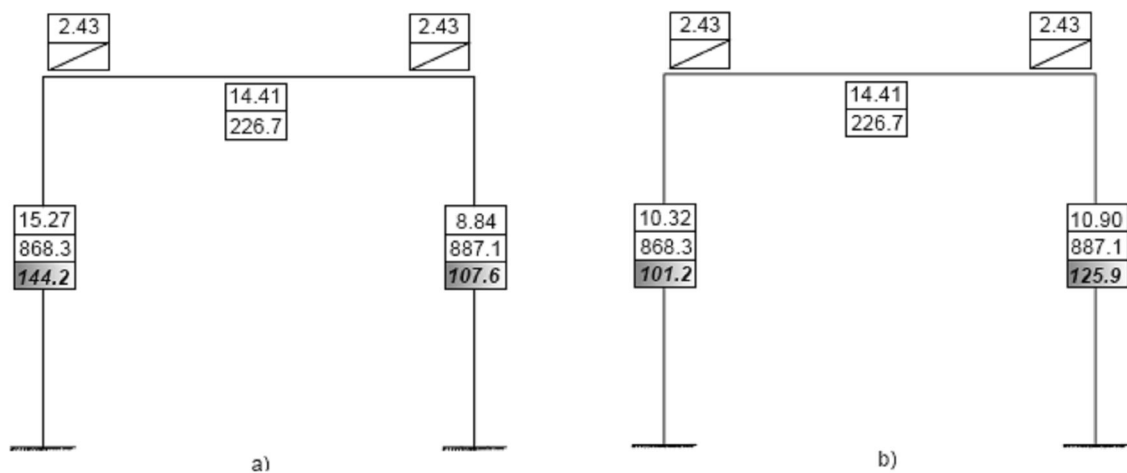


Fig. 5.13 – PT11: Método da curvatura nominal com armaduras de primeira ordem a) comprimento efectivo EC2
b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

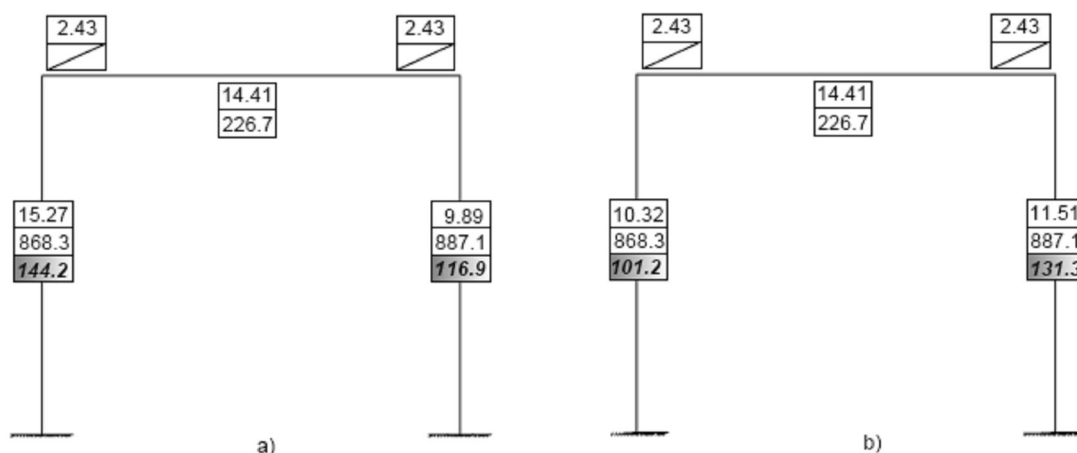


Fig. 5.14 – PT11: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

Para este método quanto maior for o comprimento efectivo, maior será o deslocamento e_2 e, portanto, maior será o momento de segunda ordem e o momento final. Ao contrário do método da rigidez nominal o aumento de armadura pode levar a maiores momentos, como se pode observar através da análise dos resultados, em que quanto maior é a percentagem de armadura maiores são os momentos de segunda ordem. Estes factos podem ser comprovados através das expressões já apresentadas no capítulo 4 que se expõem a seguir:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.4)$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.5)$$

O deslocamento e_2 é obtido por:

$$e_2 = (1/r)_0^2 / c \quad (5.6)$$

em que:

$(1/r)$ - curvatura;

c – coeficiente dependente da distribuição da curvatura que se utiliza normalmente igual a 10.

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.7)$$

K_r é um factor de correcção dependente do esforço normal e pode ser dado por:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.8)$$

em que:

$$n_u = 1 + \omega;$$

n_{bal} - valor de n correspondente ao momento resistente máximo que pode utilizar-se igual a 0,4.

Para o pilar P1 os momentos finais mantêm-se iguais quando se utiliza armaduras primeira ordem ou armadura PC dado que se utiliza a armadura mínima nas duas opções. O valor do momento final só se

altera quando se modifica o comprimento efectivo. Para o pilar P2 o menor momento final resulta de armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo EC2.

5.3.4. ANEXO H

Para o anexo H aplica-se a sequência de cálculo exposta no capítulo 4 dada a impossibilidade de cálculo da carga crítica. Tal como surge nessa sequência de cálculo é necessário o recurso as quatro tipo de secções de viga:

- secção de viga activa mais desfavorável;
- secção de viga activa mais favorável;
- secção de viga mais desfavorável obtida com os coeficientes de redução PC;
- secção de viga favorável obtida com os coeficientes de redução PC.

Para cada uma destas quatro opções de viga aplicou-se as outras quatro opções consideradas para os pilares no método da rigidez nominal. Assim, e por exemplo, quando se considerou as secções das vigas com a secção mais desfavorável analisaram-se as quatro diferentes opções para o pilar (cálculo da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo EC2; cálculo da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo REBAP; cálculo da rigidez nominal com armaduras PC e comprimento efectivo EC2; cálculo da rigidez nominal com armaduras PC e comprimento efectivo REBAP). Ou seja, para cada opção de secção de viga tem-se quatro opções para obter a rigidez do pilar, resultando, no final, 16 estruturas possíveis analisadas pela metodologia do anexo H.

Dada a elevada quantidade de resultados optou-se por apresentá-los sobre a forma gráfica fazendo as seguintes considerações:

- dividiram-se os resultados obtidos em dois grupos: um obtido com as armaduras de primeira ordem e outro com as armaduras PC no cálculo da rigidez nominal dos pilares, resultando assim num conjunto de 8 estruturas em cada grupo;
- para cada um dos dois grupos procurou-se a solução mais próxima dos resultados obtidos pela metodologia PC, por se considerar, de acordo com os estudos feitos por Delgado (2002), ser esta metodologia a mais realista;
- determinação do erro relativo entre a solução mais próxima de PC e restantes opções de secção de viga;
- o eixo vertical indica o erro relativo em percentagem;
- no eixo horizontal do gráfico cada valor representa uma diferente hipótese para a secção de viga:
 - valor 1 corresponde a secção de viga activa mais desfavorável e pilares com comprimento efectivo EC2;
 - valor 2 secção de viga mais favorável, pilares com comprimento efectivo EC2;
 - valor 3 secção de viga mais desfavorável obtida com o coeficiente de redução PC, pilares com comprimento efectivo EC2;
 - valor 4 a secção de viga mais favorável obtida com o coeficiente de redução PC, pilares com comprimento efectivo EC2;

- valor 5 erro relativo do resultado, com comprimento efectivo EC2, mais próximo da metodologia PC relativamente ao obtido com essa metodologia;
- valor 10 corresponde a secção de viga activa mais desfavorável, pilares com comprimento efectivo REBAP;
- valor 11 secção de viga mais favorável, pilares com comprimento efectivo REBAP;
- valor 12 secção de viga mais desfavorável obtida com o coeficiente de redução PC, pilares com comprimento efectivo REBAP;
- valor 13 a secção de viga mais favorável obtida com o coeficiente de redução PC, pilares com comprimento efectivo REBAP;
- valor 14 erro relativo do resultado, com comprimento efectivo REBAP, mais próximo da metodologia PC relativamente ao obtido com essa metodologia.

Obtêm-se os seguintes gráficos:

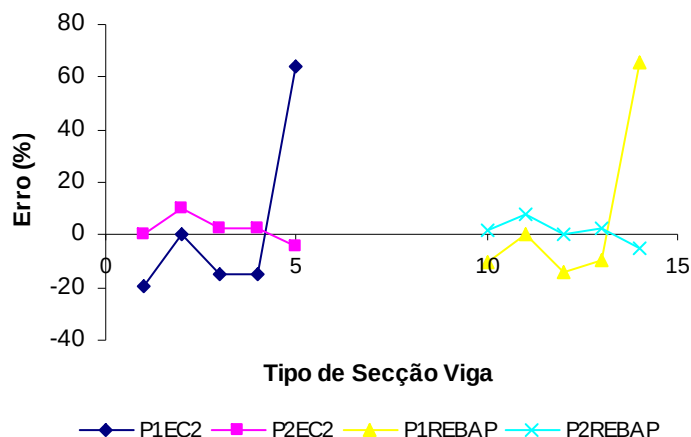


Fig. 5.15 – Momentos nos pilares do Pórtico PT11- Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de 1ª ordem

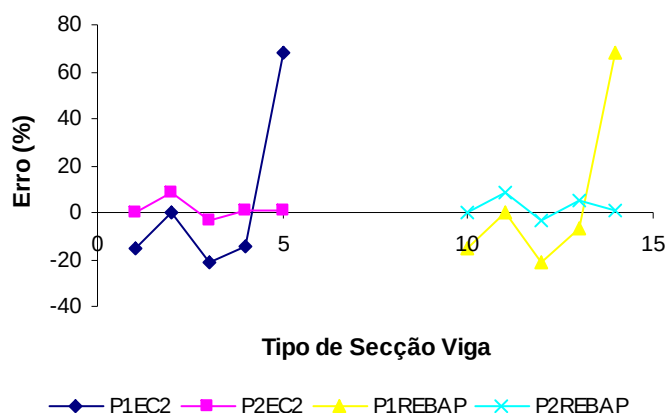


Fig. 5.16 - Momentos nos pilares do Pórtico PT11- Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

Da análise das duas gráficos podem-se retirar as seguintes conclusões:

- a utilização de armaduras de 1ª ordem ou armaduras PC na determinação da rigidez nominal dos elementos verticais conduz a erros semelhantes, em ambos os pilares P1 e P2;
- o pilar P1 apresenta maiores erros e uma significativa diferença de valores em relação à metodologia PC. Este facto deve-se a que a carga crítica do pilar é sempre inferior à carga axial actuante, como se observou no método da rigidez nominal em todos os casos, ou seja, o pilar P1 tem efeitos de segunda ordem muito elevados e insusceptíveis de serem calculados com metodologias aproximadas;
- o pilar P2 apresenta, em todas as situações, erros menores;
- a consideração do comprimento efectivo EC2 ou REBAP não introduz diferenças significativas nos resultados obtidos;
- a diferença entre os valores obtidos pelo anexo H e os valores PC são muito superiores para o pilar P1. Para o pilar P2 esse erro é inferior a 20% enquanto que para P1 é superior a 60%;
- dado que no pilar P2 os erros relativos são todos inferiores a 10% deverá ser o pilar P1 a determinar a escolha da melhor secção de viga, neste caso a secção de viga activa mais favorável (valores 2 e 11).

5.4. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E UM TRAMO (PT41)

Este exemplo, não sendo ainda um exemplo representativo de estruturas reticuladas de betão armado, constitui, no entanto, uma evolução do pórtico mais simples PT11. O PT41 é caracterizado por ter uma relação de rigidez viga/pilar elevada, consequência da adopção de alturas consideráveis para as vigas. A configuração geométrica do pórtico e as dimensões das secções dos pilares e das vigas são como se apresentam na figura seguinte:

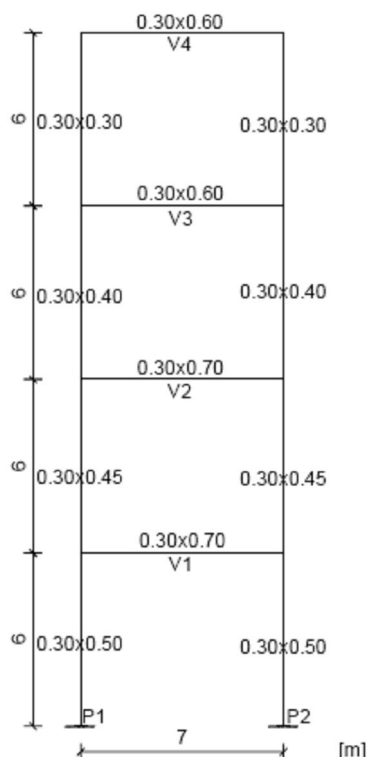


Fig. 5.17 – Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT41

Para as solicitações a figura seguinte apresenta as cargas permanentes G , as sobrecargas e acção do vento W que actuam na estrutura tal como a sua configuração. Os valores que se apresentam são os valores característicos.

Quadro 5.3- Valor de combinação das acções para o PT41

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	24,0	$0,7 \cdot 7,0$	-
F (kN)	160,0	$0,7 \cdot 40,0$	-
$H1$ (kN)	-	-	21,6
$H2$ (kN)	-	-	10,8

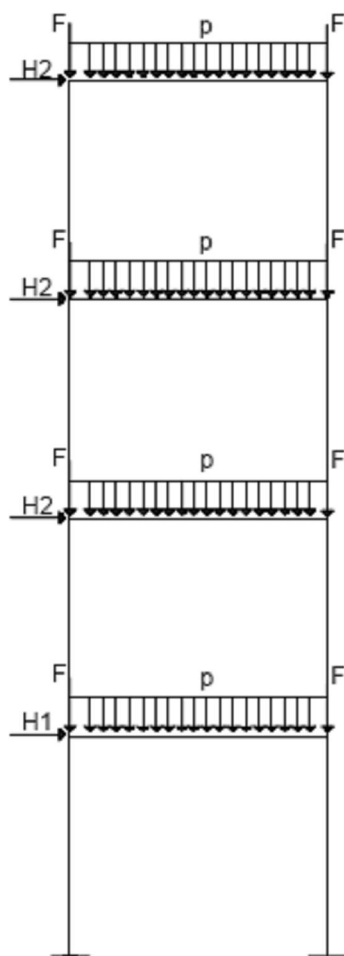


Fig. 5.18 – Configuração geométrica das acções para o PT41

5.4.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM

Na figura seguinte apresentam-se os esforços de primeira ordem e respectivas armaduras:

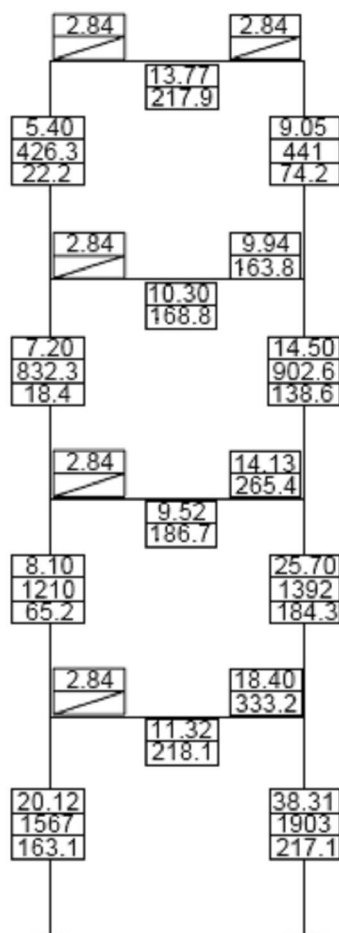


Fig. 5.19 – PT41: Análise linear. Esforços e secções de armadura

5.4.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

Considerando as quatro hipóteses de cálculo utilizadas no pórtico PT11 obtêm-se os seguintes resultados finais para o método da rigidez nominal:

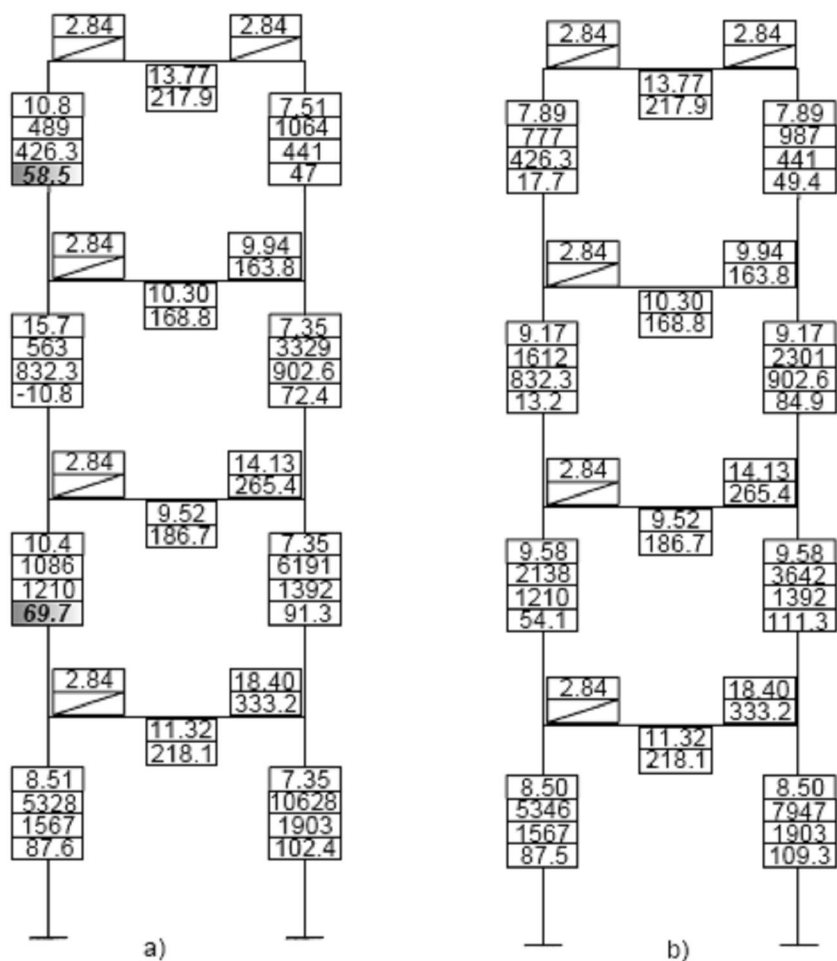


Fig. 5.20 – PT41: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP

Como se pode verificar pela figura anterior para todos os pilares de P1 torna-se mais favorável a utilização do comprimento efectivo REBAP, resolvendo até a situação onde a carga crítica é inferior ao esforço axial actuante com a utilização do comprimento efectivo EC2.

Contudo a utilização do comprimento REBAP provoca um acréscimo dos momentos finais nos pilares P2 devido ao aumento do comprimento efectivo, sendo, no entanto, essa diferença aceitável.

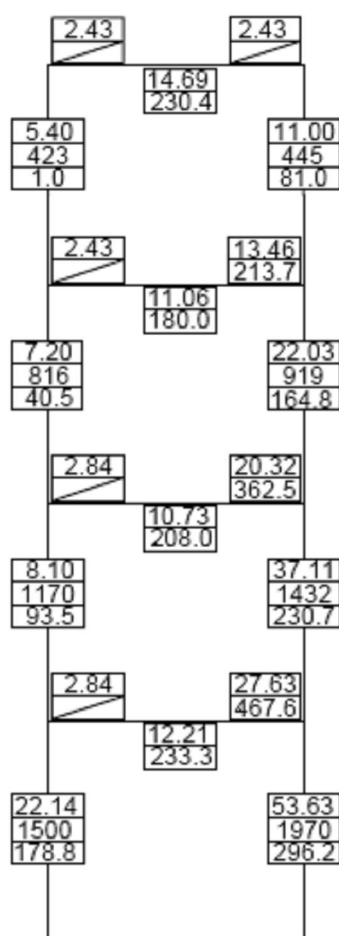


Fig. 5.21 – PT41: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)

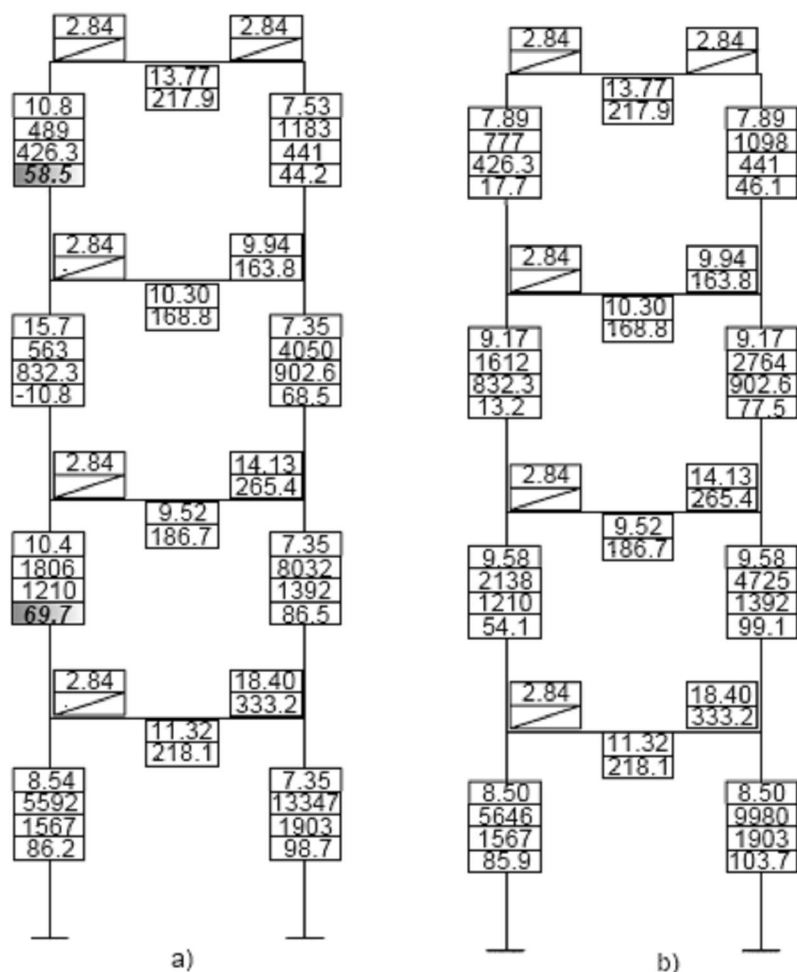


Fig. 5.22 – PT41: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2, b) comprimento efectivo REBAP

Comparando estes resultados com os obtidos com as armaduras de primeira ordem verifica-se um aumento da carga crítica para alguns dos pilares. De uma forma geral não existem diferenças expressivas entre a utilização das armaduras PC e as armaduras de primeira ordem.

5.4.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Os esforços finais e o deslocamento e_2 para as quatro hipóteses são as seguintes:

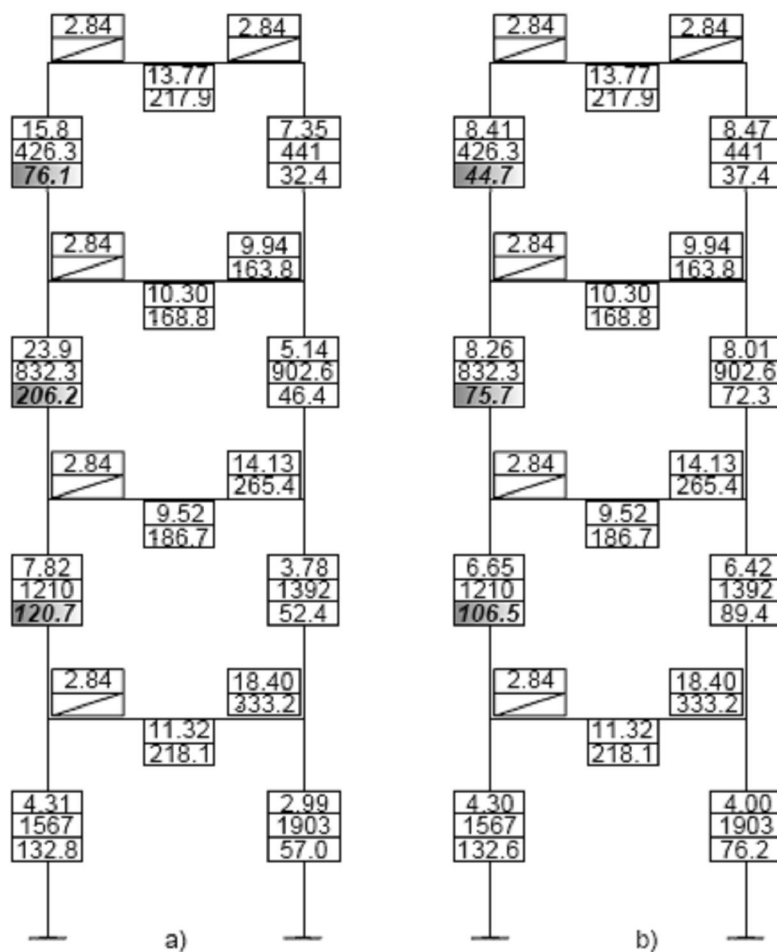


Fig. 5.23 – PT41: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

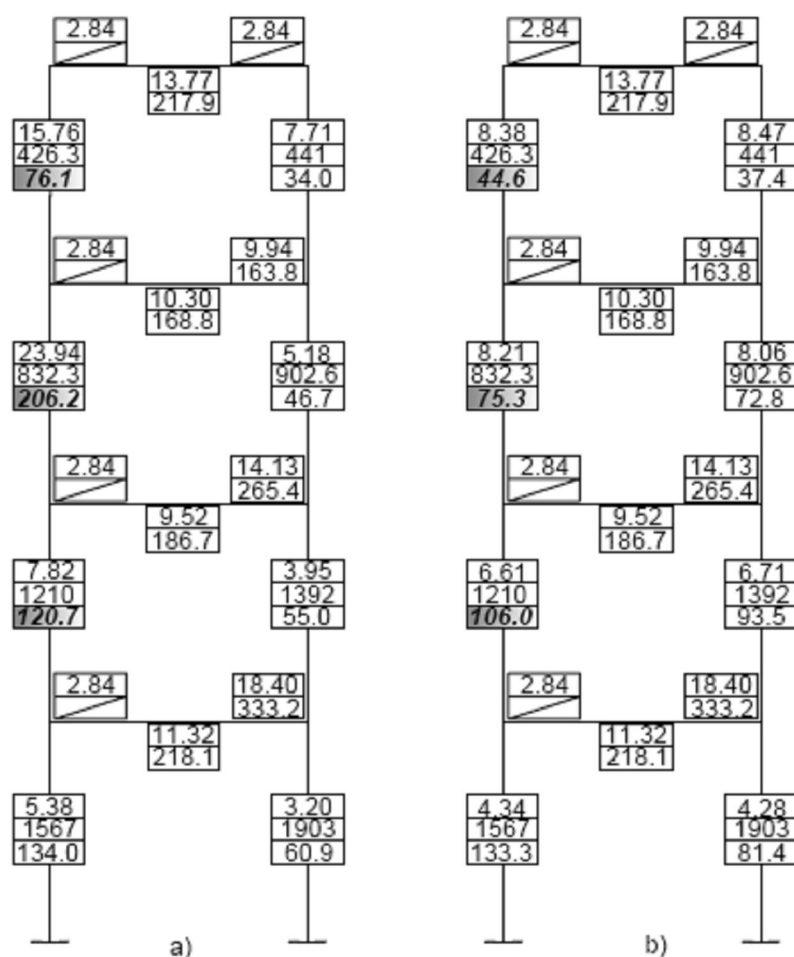


Fig. 5.24 – PT41: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

Tal como acontecia para o PT11, um maior comprimento efectivo e uma maior percentagem de armaduras levam a um maior deslocamento e_2 e consequentemente a um maior momento final. A utilização de armaduras PC não se traduz em alterações significativas sendo que as maiores diferenças são sentidas quando se altera o comprimento efectivo.

5.4.3. ANEXO H

Nas análises efectuadas com a metodologia do Anexo H adoptaram-se as mesmas considerações que para o PT11, apresentando-se nas figuras 25 a 28 os resultados para cada um dos pilares.

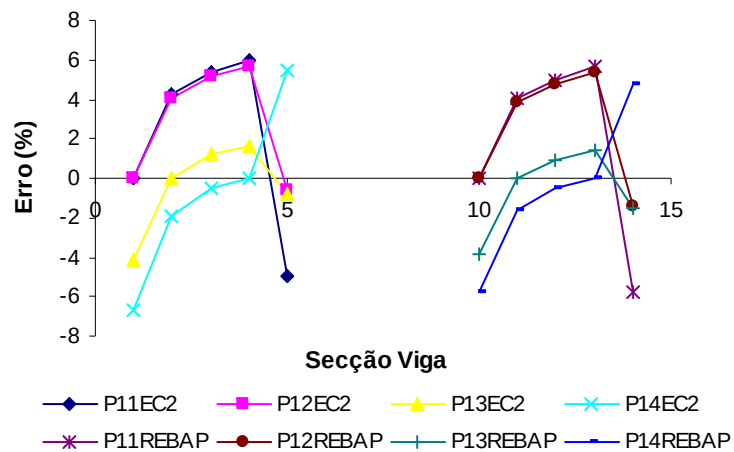
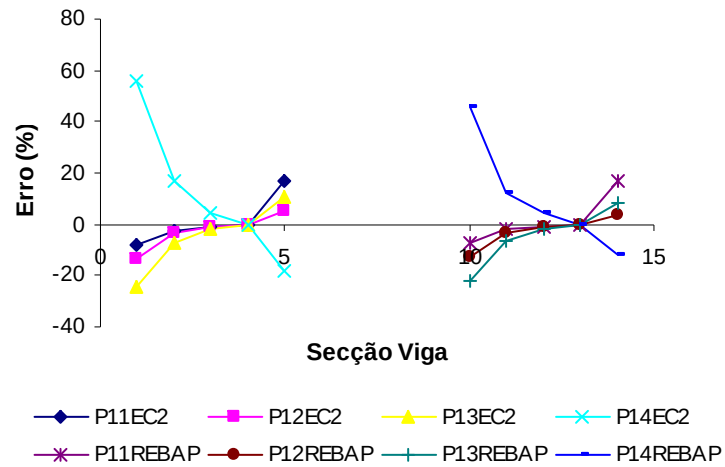


Fig. 5.26 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

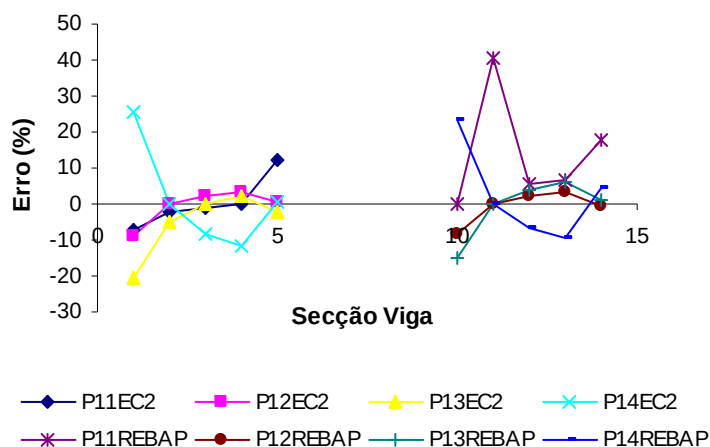


Fig. 5.27 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

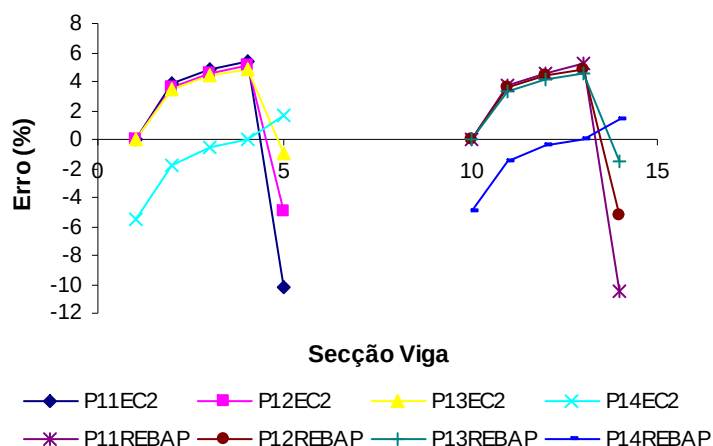


Fig. 5.28 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT41 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

Da análise das figuras podem-se retirar as seguintes conclusões:

- a utilização de armaduras de 1ª ordem ou armaduras PC na determinação da rigidez nominal dos elementos verticais conduz a erros no pilar P2 da mesma natureza e sem grande significado. Contudo para o pilar P1 a natureza dos erros modifica-se ligeiramente da armadura 1ª ordem para a armadura PC quando se utiliza o comprimento efectivo REBAP;
- o pilar P1 apresenta maiores erros do que o pilar P2;
- para todos os pilares dos dois primeiros pisos, em que os esforços são mais elevados, os maiores erros são próximos de 10%;

- a consideração do comprimento efectivo EC2 ou REBAP não introduz diferenças significativas a não ser, como já foi referido, aquando da utilização das armaduras PC e apenas para pilar P1;
- a diferença entre os valores obtidos pelo anexo H, opção de cálculo mais próxima de PC, e a metodologia PC são inferiores a cerca de 20% em todos os pilares;
- dado que no pilar P2 os erros relativos são todos inferiores a 10% será o pilar P1 que determinará a escolha da melhor secção de viga. Neste caso propõe-se a secção de viga mais favorável determinada pelos coeficientes de redução PC (valor 4 e 13) visto que através desta se obtêm os valores mais próximos dos valores obtidos pela metodologia proposta por Castro (1998). Apesar disso existem valores para P14 (pilar P1, quarto piso) com erros bastantes significativos, embora para valores de momentos muito baixos.

5.5. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E DOIS TRAMOS (PT42)

O pórtico PT42 já se aproxima do tipo das estruturas reticuladas de betão armado mais correntes de baixa altura. As secções das vigas são inferiores às do PT41 mas, devido à redução das secções dos pilares e dada a configuração geométrica do pórtico, a relação de rigidez viga/pilar torna-se ainda mais elevada do que no PT41. A configuração geométrica do pórtico e as dimensões das secções dos pilares e das vigas são como se apresentam na figura seguinte:

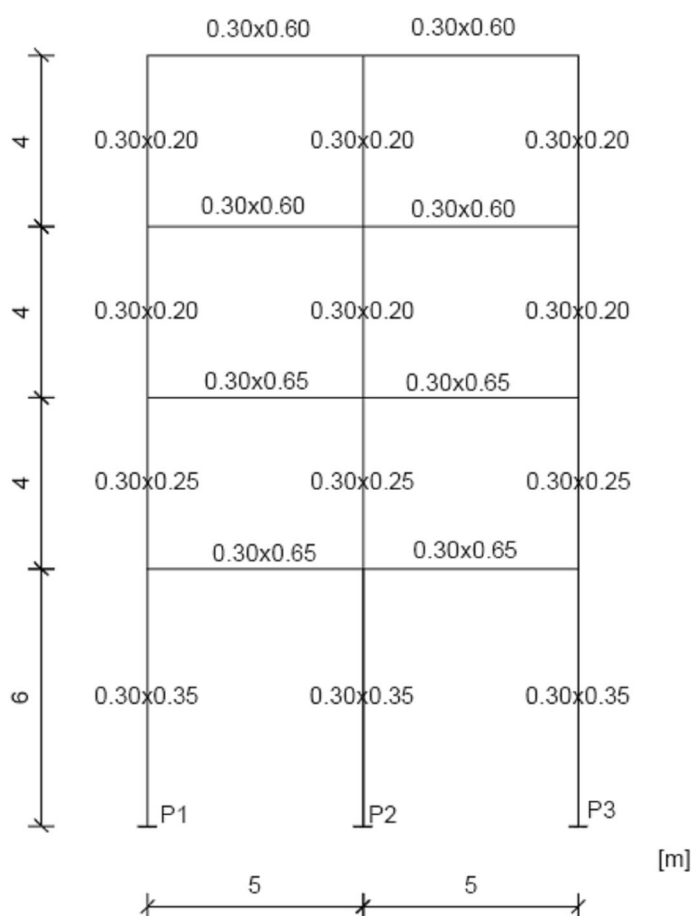


Fig. 5.29 – Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT42

Para as solicitações a figura seguinte apresenta as cargas permanentes G , as sobrecargas e acção do vento W que actuam na estrutura tal como a sua configuração. Os valores que se apresentam são os valores característicos.

Quadro 5.4 - Valor de combinação das acções para o PT42

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	33,0	$0,7 \cdot 10,5$	-
$F1$ (kN)	100,0	-	-
$F2$ (kN)	50,0	-	-
$H1$ (kN)	-	-	35,0
$H2$ (kN)	-	-	28,0
$H3$ (kN)	-	-	14,0

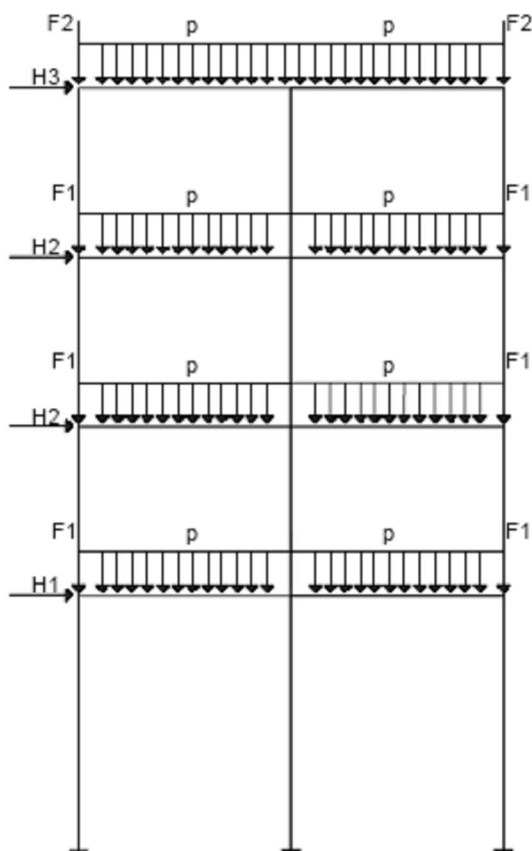


Fig. 5.30 – Configuração geométrica das acções para o PT42

5.5.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM

Na figura seguinte apresentam-se os esforços de primeira ordem e respectivas armaduras:

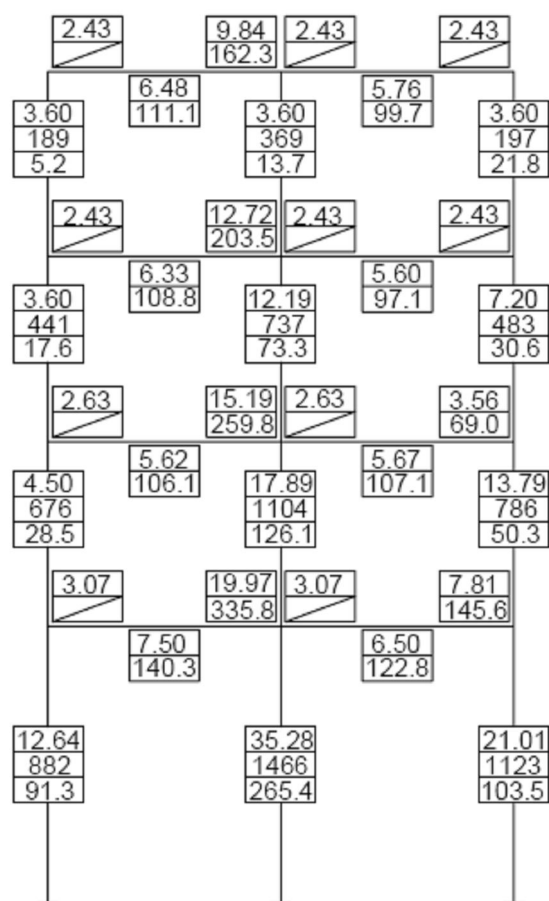


Fig. 5.31 – PT42: Análise linear. Esforços e secções de armadura

5.5.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

Para as quatro hipóteses de cálculo obtêm-se os seguintes resultados finais para o método da rigidez nominal:

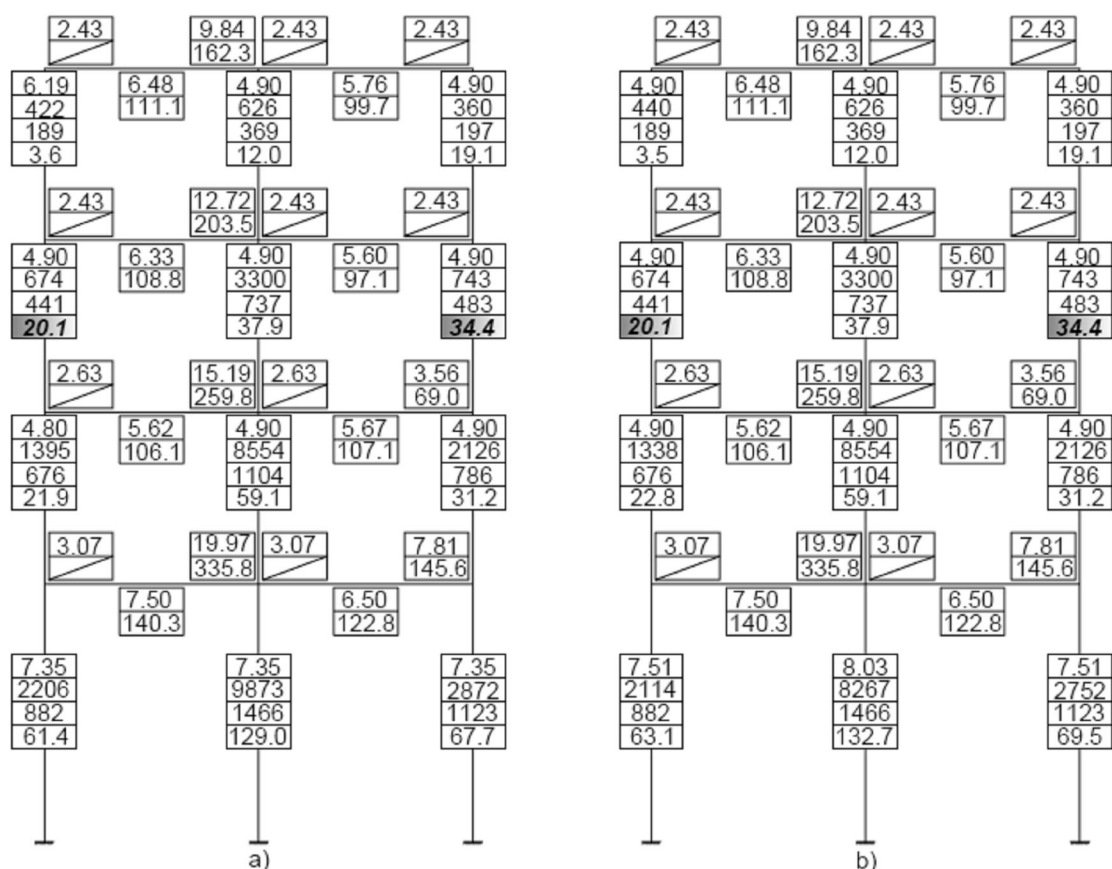


Fig. 5.32 – PT42: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP

Para este pórtico, dada a elevada relação de rigidez pilar/viga, a utilização do comprimento efectivo REBAP é mais desfavorável. Contudo, as diferenças entre os dois resultados não é muito expressiva, mantêm-se até na a maior parte dos casos os mesmos valores para comprimento efectivo, carga crítica e momento final.

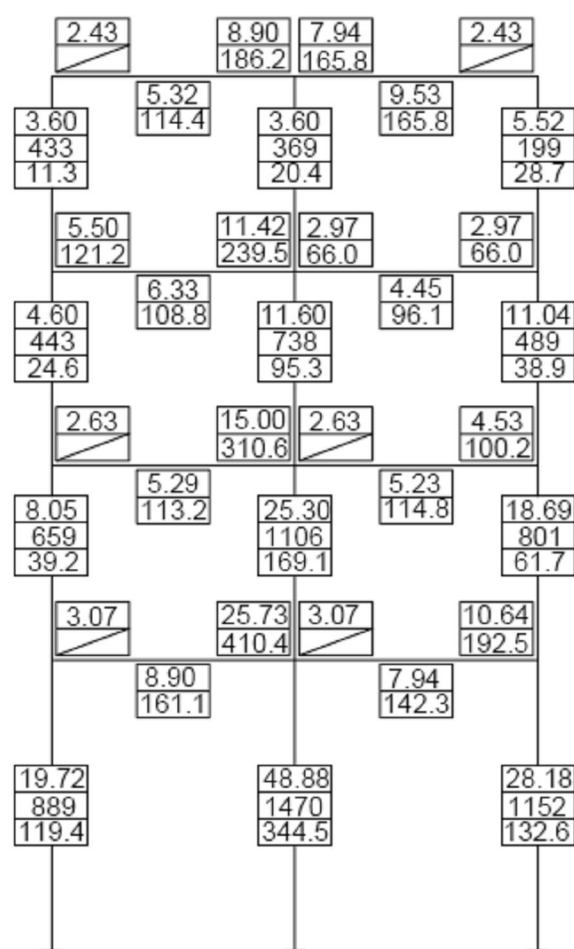


Fig. 5.33 – PT42: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)

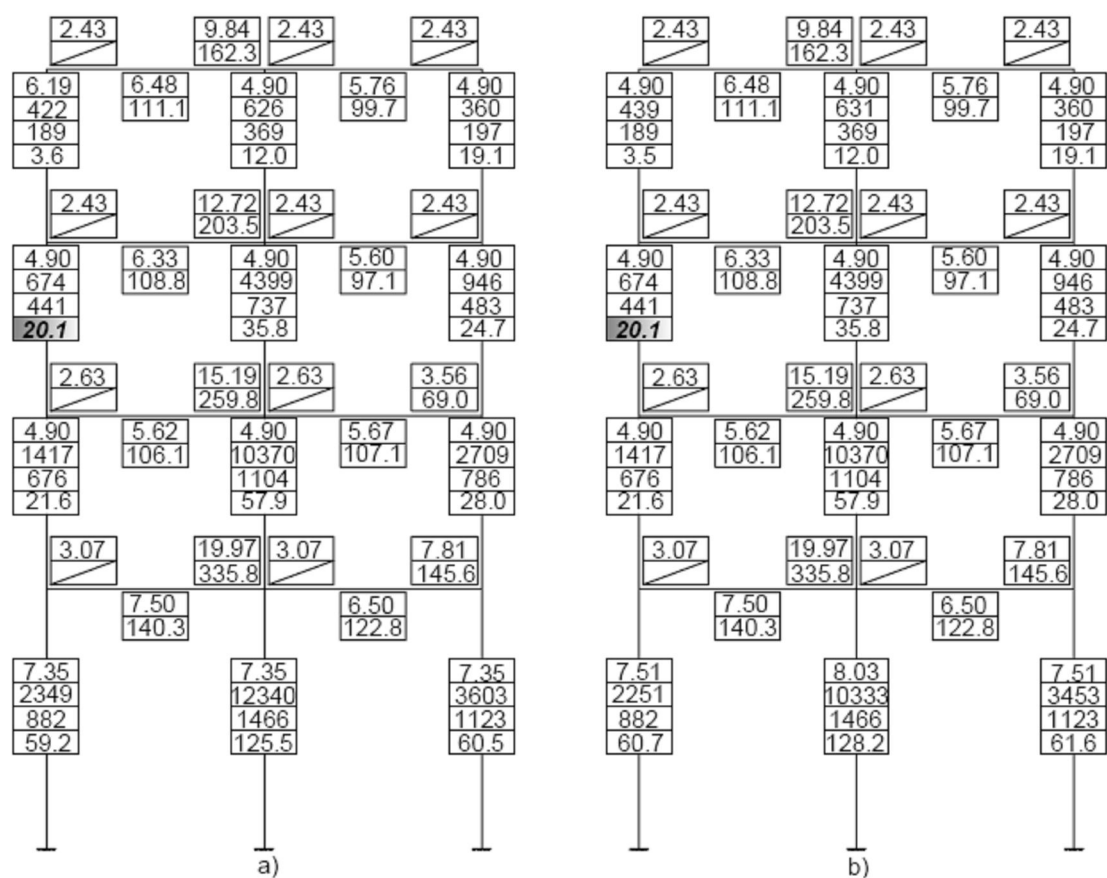


Fig. 5.34 – PT42: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2, b) comprimento efectivo REBAP

Tal como no pórtico PT41, comparando estes resultados com os obtidos com as armaduras de primeira ordem verifica-se um aumento da carga crítica para alguns dos pilares mas, de forma geral, não existem diferenças expressivas entre a utilização das armaduras PC e as armaduras de primeira ordem

5.5.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Os esforços finais e o deslocamento e_2 para as quatro hipóteses de cálculo são as seguintes:

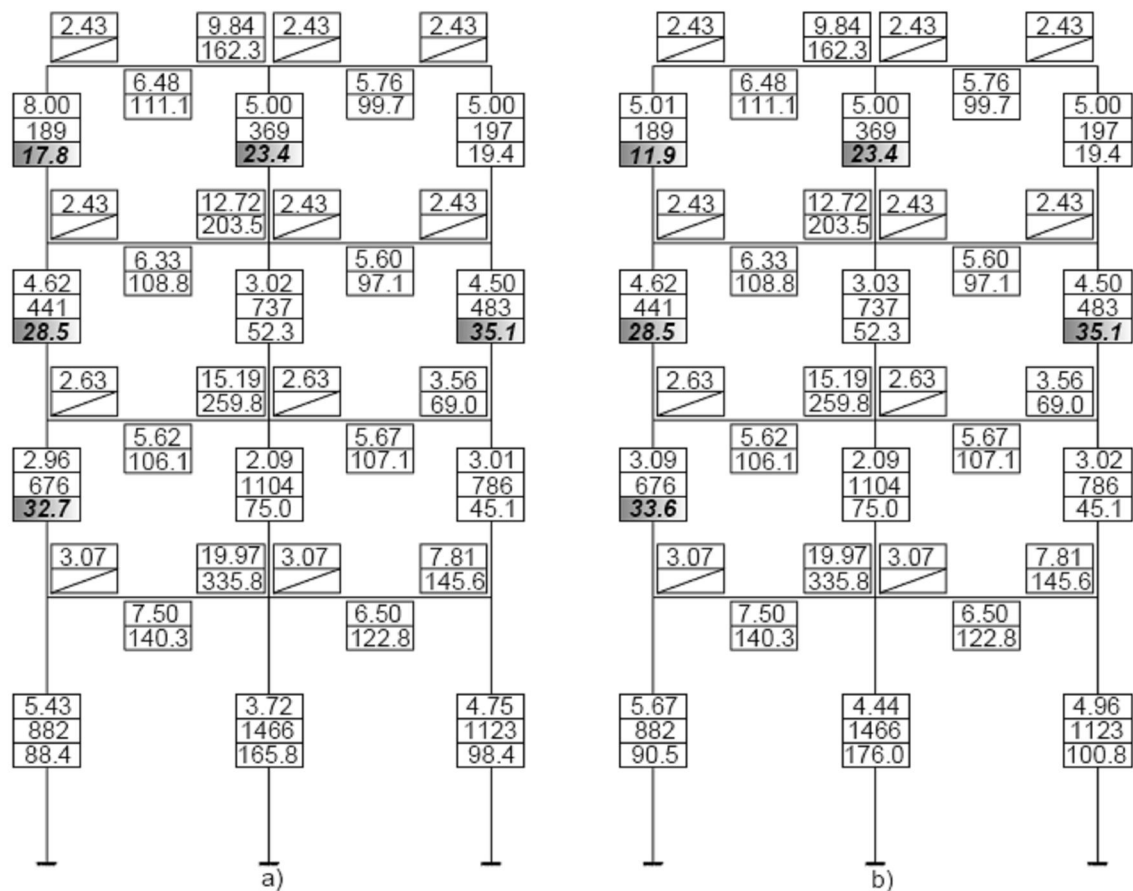


Fig. 5.35 – PT42: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

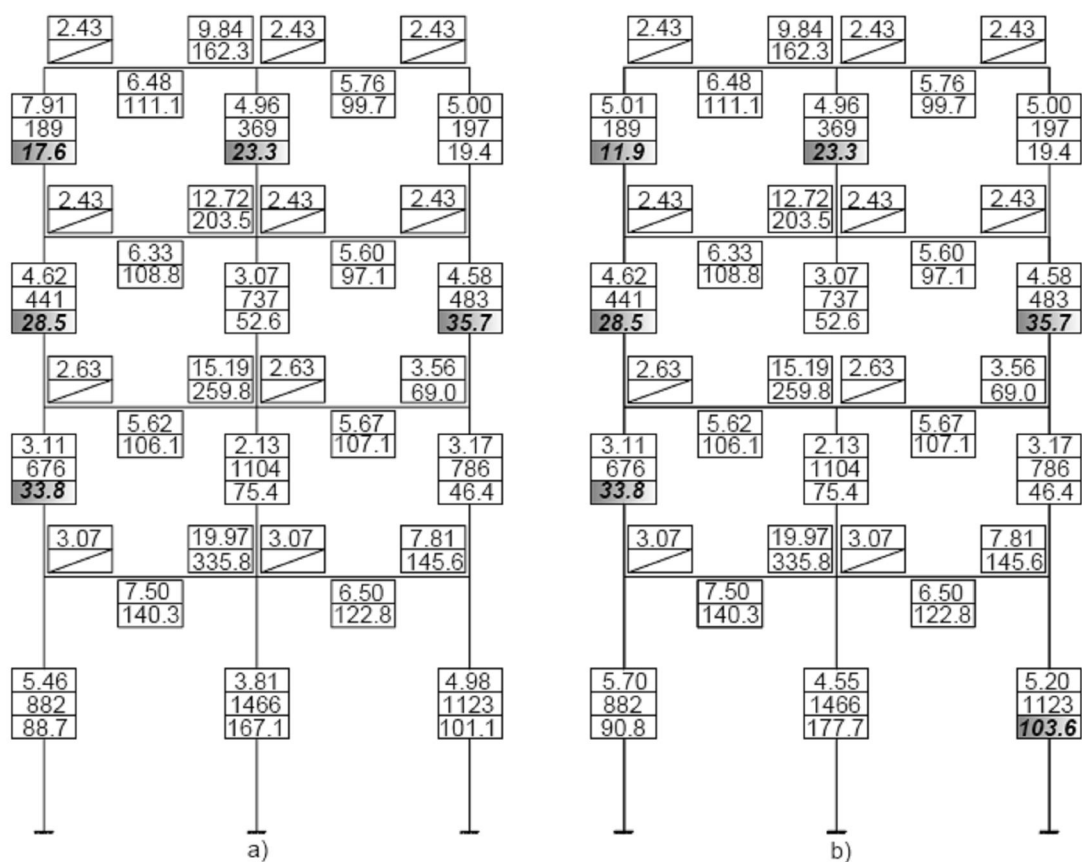


Fig. 5.36 – PT42: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

As diferenças entre a utilização de armaduras de primeira ordem e PC não se traduzem em grandes alterações, concluindo-se o mesmo para os diferentes comprimentos efectivos.

5.5.3. ANEXO H

Para cada pilar do pórtico PT42 obtiveram-se os seguintes gráficos:

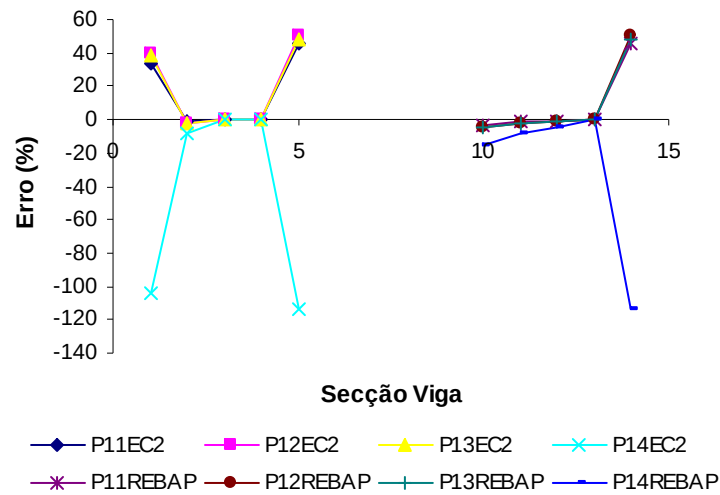


Fig. 5.37 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

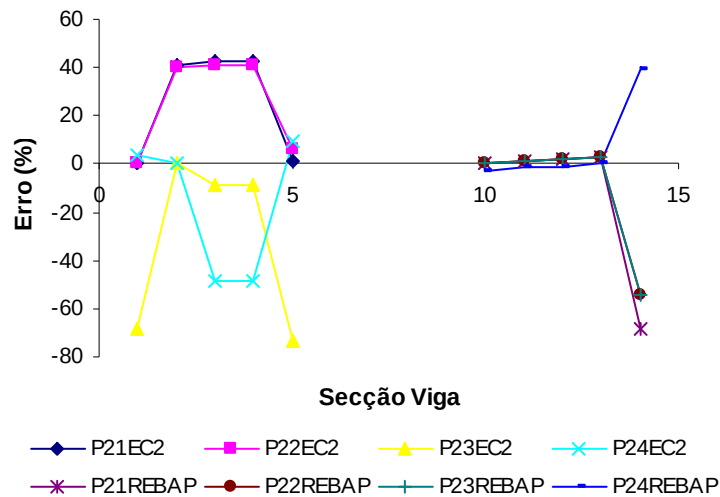


Fig. 5.38 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

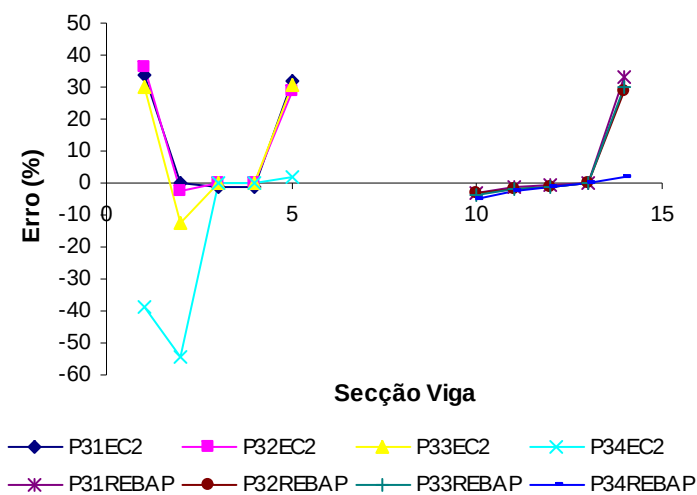


Fig. 5.39 – Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

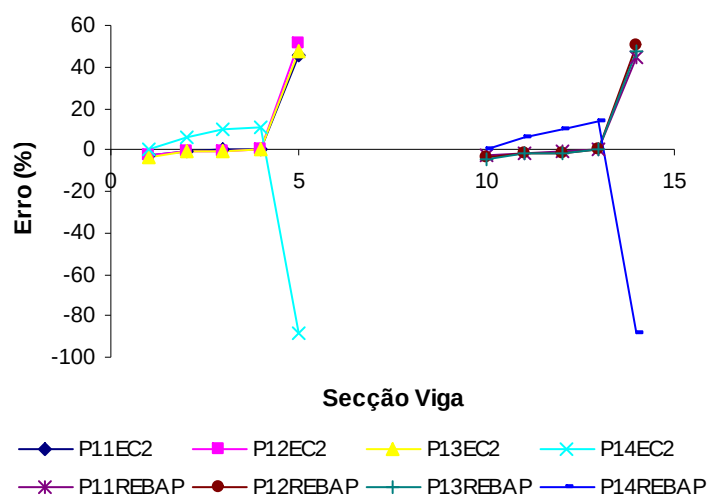


Fig. 5.40 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

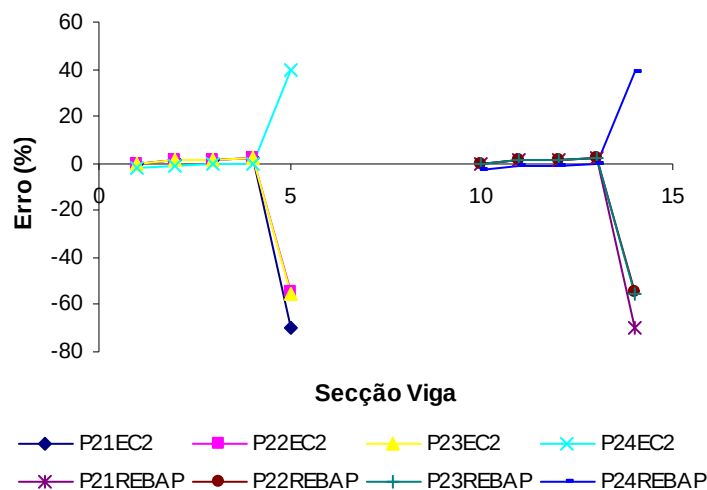


Fig. 5.41 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

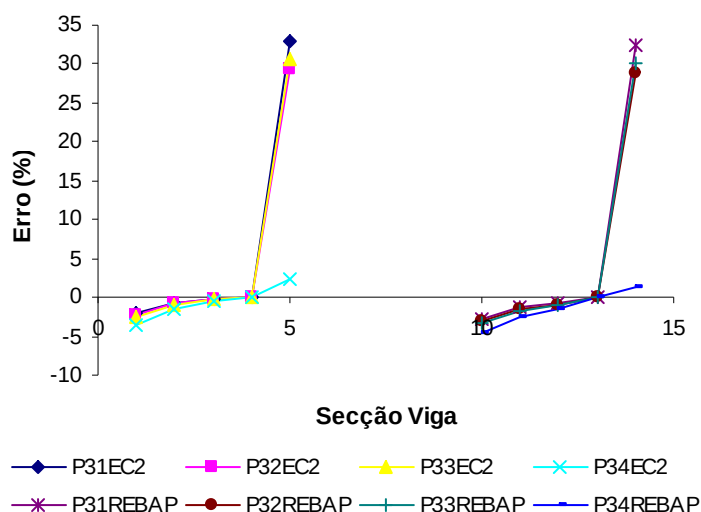


Fig. 5.42 – Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT42 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

Da análise das figuras podem-se retirar as seguintes conclusões:

- para o pilar P1 a utilização de armaduras de 1ª ordem ou armaduras PC na determinação da rigidez nominal dos elementos verticais conduz a erros da mesma natureza e sem grande significado, mas só para o comprimento efectivo REBAP. Para l_0 obtido de acordo com o EC2 a natureza dos erros modifica-se quando se altera o tipo de armadura: na armadura de primeira ordem surge um valor para o erro relativo para a secção de viga activa mais desfavorável bastante expressivo mas com armaduras PC esse valor altera-se completamente e torna todos os erros inferiores a 20%;
- nos pilares P2 e P3 podem-se tirar sensivelmente as mesmas conclusões. A natureza dos erros relativos não é tão homogénea para armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo EC2, mas para todas as outras opções os valores têm pouco significado e são inferiores a 20%;

- para este pórtico os erros relativos à metodologia PC revelam-se superiores aos encontrados no PT41. O único pilar que apresenta um erro inferior a 10% é o 4º piso do pilar P3. Para os outros pilares os erros situam-se maioritariamente entre 35% a cerca de 40%. O maior erro regista-se para o 4º piso do pilar P1 com valores de cerca de 100%;

- tal como no pórtico PT41 sugere-se a secção de viga mais favorável determinada pelos coeficientes de redução PC (valor 4 e 13) visto que através desta se obtêm os valores mais próximos dos valores obtidos pela metodologia proposta por Castro (1998), apesar de existirem, tal como já foi dito, valores muito significativos para todos os pilares na utilização de armaduras primeira ordem e comprimento efectivo EC2.

5.6. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E TRÊS TRAMOS (PT43)

Tal como o PT42 o pórtico PT43 aproxima-se do tipo das estruturas reticuladas de betão armado mais correntes de baixa altura. As relações de rigidez viga/pilar são inferiores às do PT42 aproximando-se da ordem de grandeza das relações encontradas no PT41. A configuração geométrica do pórtico e as dimensões das secções dos pilares e das vigas são como se apresentam na figura seguinte:

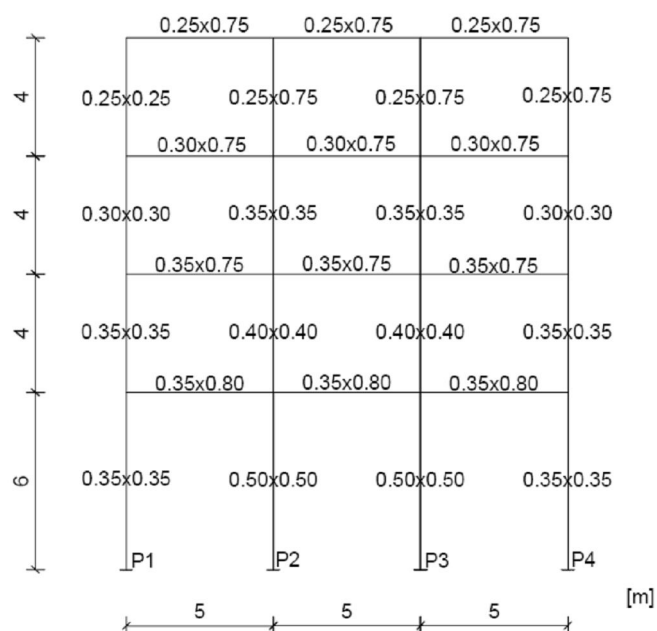


Fig. 5.43 – Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT43

Para as solicitações a figura seguinte apresenta as cargas permanentes G , as sobrecargas e acção do vento W que actuam na estrutura tal como a sua configuração. Os valores que se apresentam são os valores característicos.

Quadro 5.5- Valor de combinação das acções para o PT43

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	64,8	0,7*21,0	-
H1 (kN)	-	-	35,0
H2 (kN)	-	-	28,0
H3 (kN)	-	-	14,0

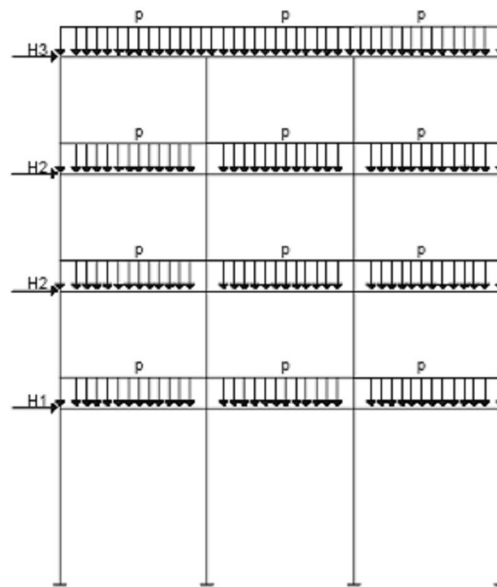


Fig. 5.44 – Configuração geométrica das ações para o PT43

5.6.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM

Na figura seguinte apresentam-se os esforços de primeira ordem e respectivas armaduras:

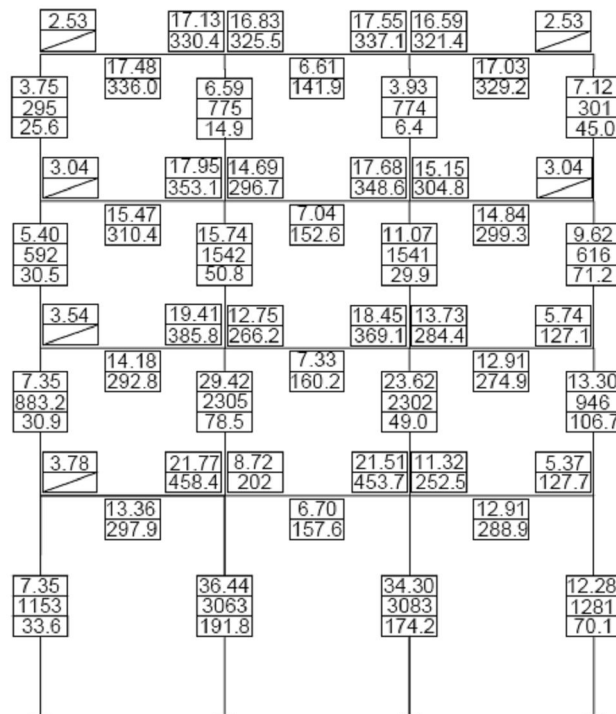


Fig. 5.45 – PT43: Análise linear. Esforços e secções de armadura

5.6.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

Para as quatro hipóteses de cálculo obtêm-se os seguintes resultados finais para o método da rigidez nominal:

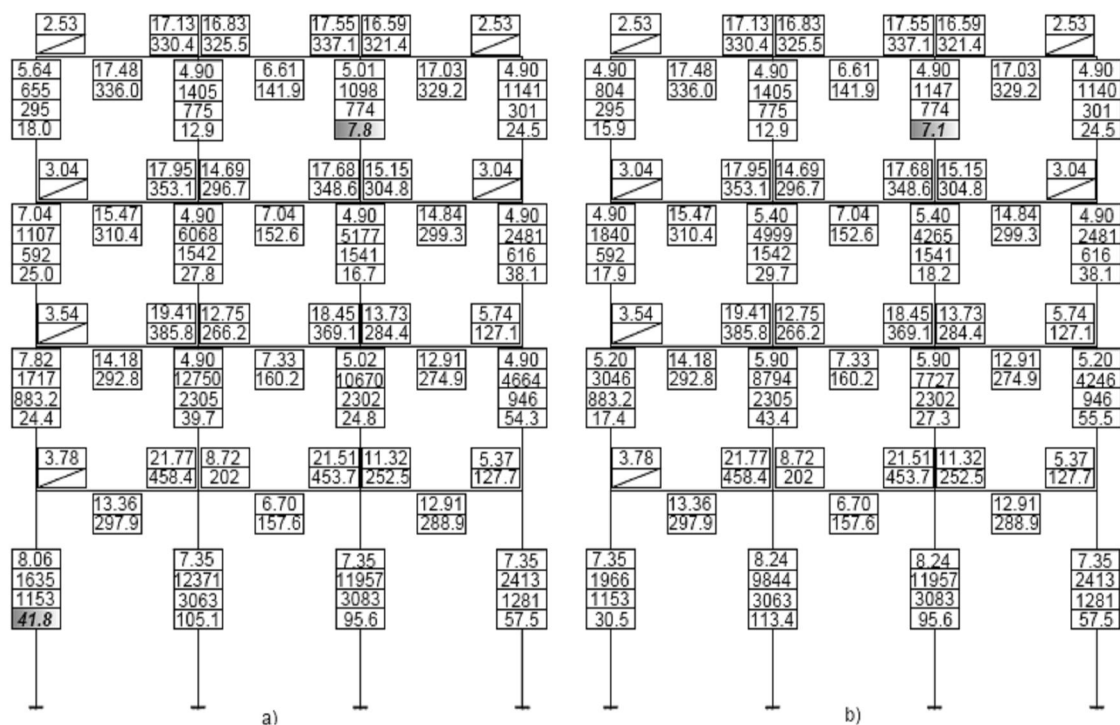


Fig. 5.46 – PT43: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP

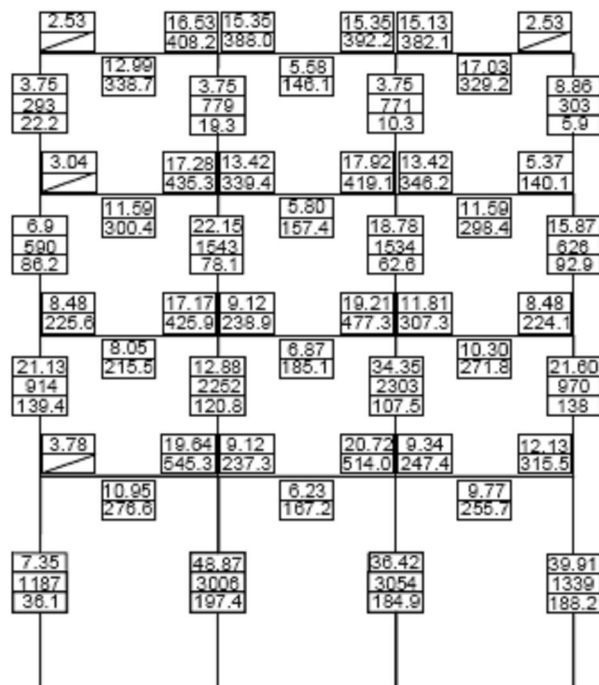


Fig. 5.47 – PT43: Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)

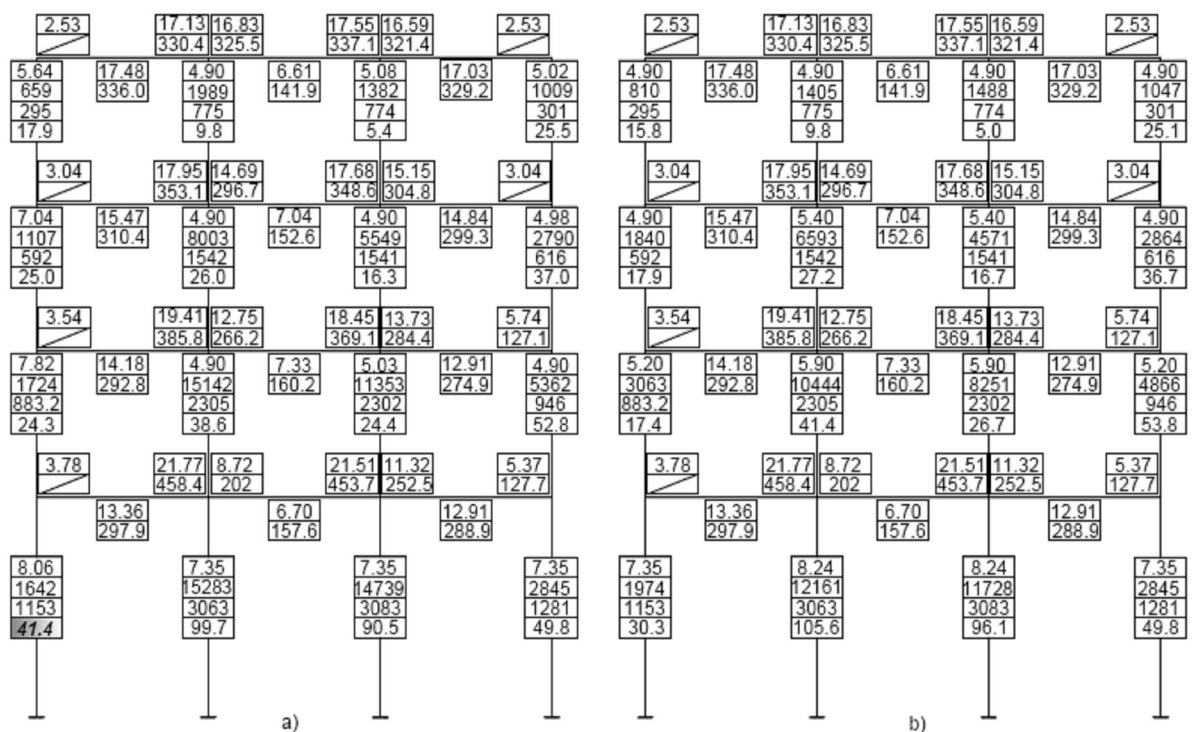


Fig. 5.48 – PT43: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2, b) comprimento efectivo REBAP

Pela análise das figuras 5.46 e 5.48 pode-se concluir que as variações no momento final da utilização de l_0 EC2 para l_0 REBAP são pequenas. O mesmo se pode dizer para as armaduras: nos pilares em que a utilização das armaduras PC provoca o aumento da carga crítica, a diminuição do momento final não é significativa.

5.6.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Os esforços finais e o deslocamento e_2 para as quatro hipóteses de cálculo são as seguintes:

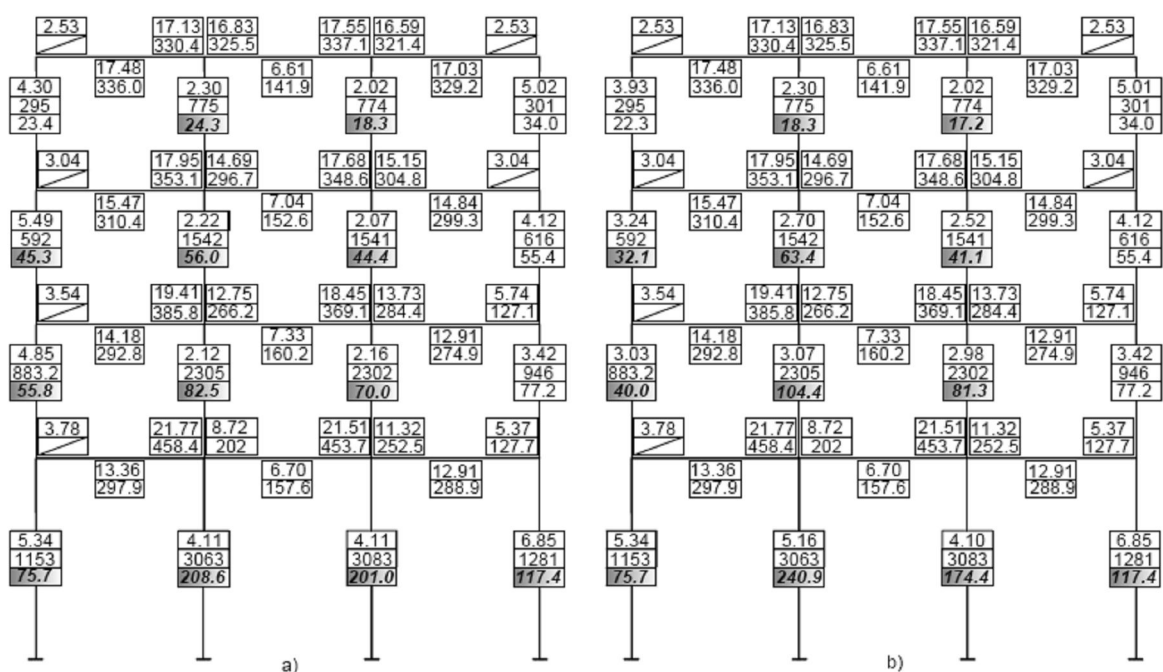


Fig. 5.49 – PT43: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

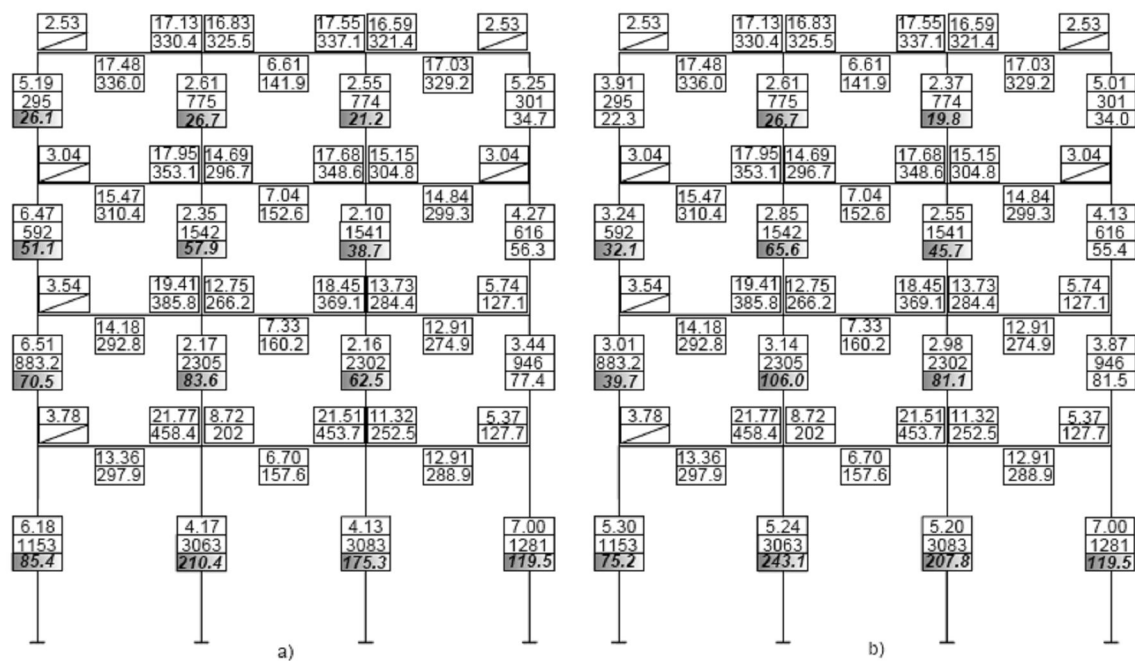


Fig. 5.50 – PT43: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

Tal como no pórtico PT42 as diferenças entre utilização de armaduras de primeira ordem e PC não se traduzem em grandes alterações, concluindo-se o mesmo para os diferentes comprimentos efectivos.

5.6.3. ANEXO H

Para cada pilar do pórtico PT43 obtiveram-se os seguintes gráficos:

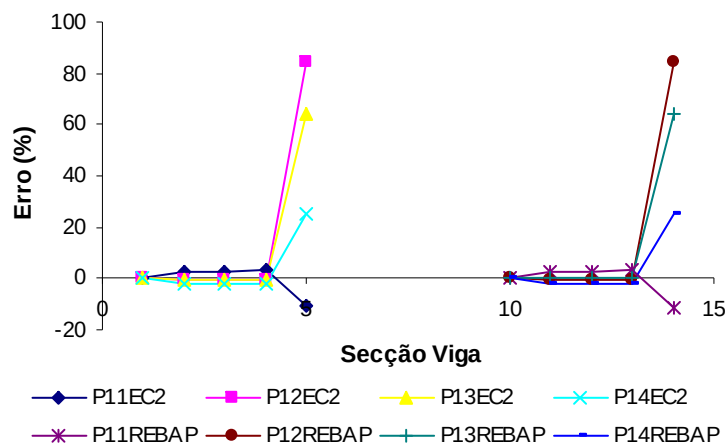


Fig.5.51 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

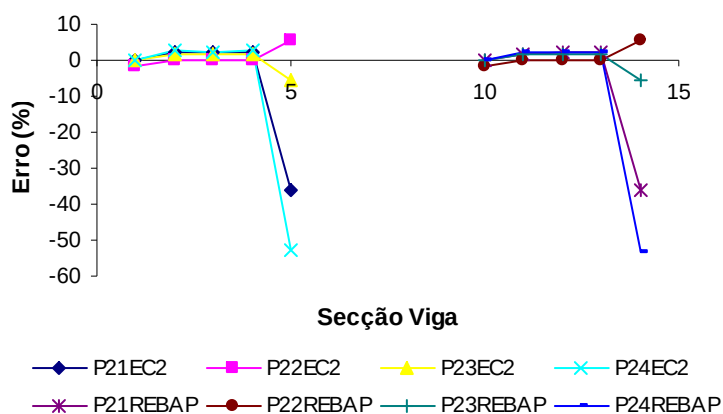


Fig.5.52 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

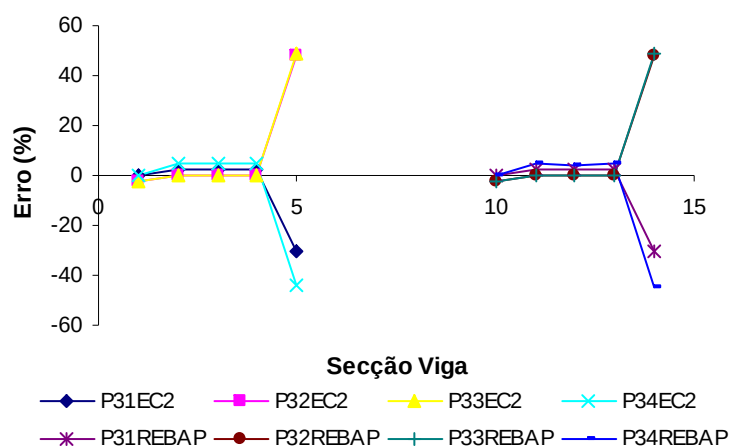


Fig. 5.53 – Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

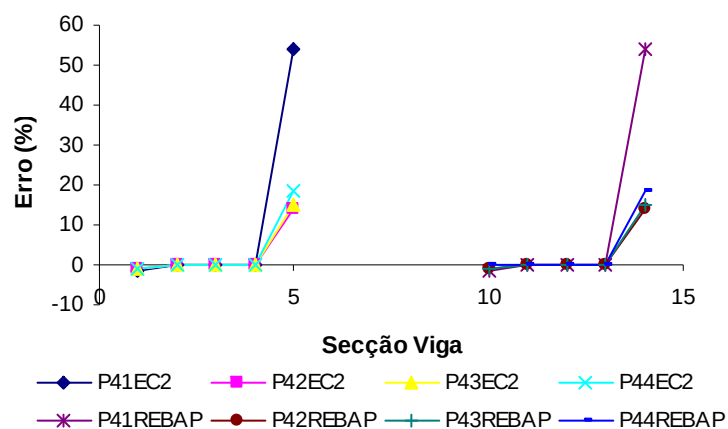


Fig. 5.54 – Momentos no pilar P4 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

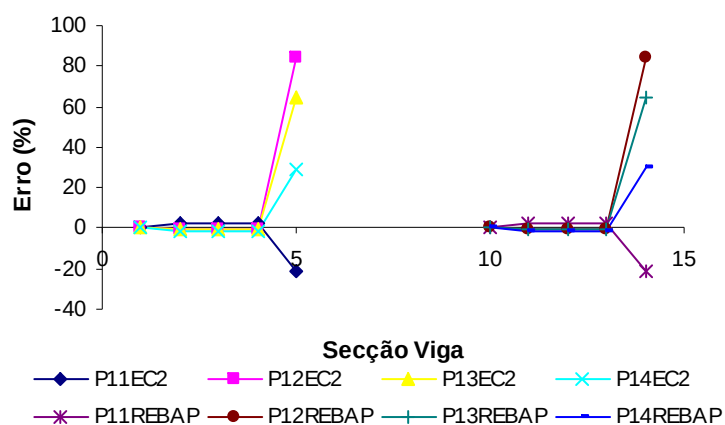


Fig. 5.55– Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

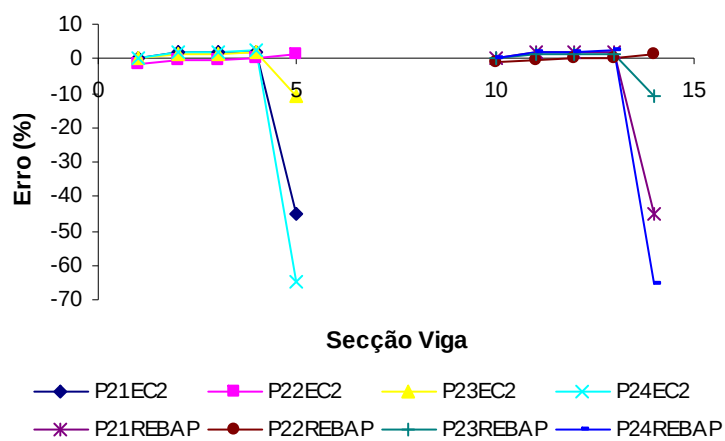


Fig. 5.56 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

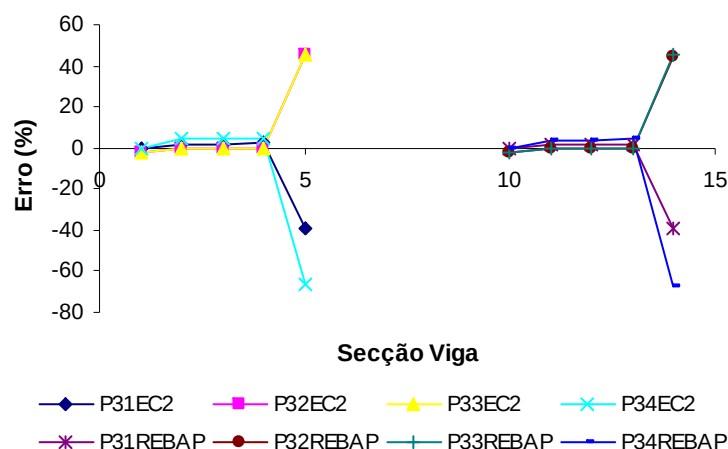


Fig. 5.57 – Momentos no pilar P3 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

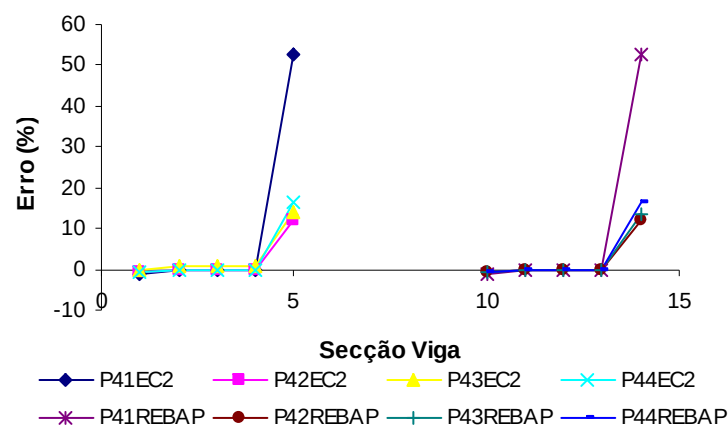


Fig. 5.58 – Momentos no pilar P4 pilares do Pórtico PT43 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

Da análise dos gráficos podem-se retirar as seguintes conclusões:

- em todos os pilares e para todas as hipóteses de cálculo os erros são da mesma natureza e com valores inferiores a 10%;
- apesar da estabilidade entre as várias opções de cálculo a diferença entre o anexo H e o método PC é bastante significativa. No pilar P1 os valores variam de 20% a 90%. Os maiores valores situam-se nos pisos superiores e os menores erros para os pisos inferiores. No pilar P2 acontece o mesmo mas para uma gama de valores entre 10% a 60%. Para o pilar P3 os erros relativos situam-se entre 40% para os três primeiros pisos e 80% para o último piso. Finalmente para P4 os três primeiros pisos têm valores de cerca de 10% a 15% enquanto que o quarto piso tem um valor de cerca de 60%;
- dada a grandeza dos erros relativos neste pórtico poder-se-á utilizar qualquer tipo de secção para a viga.

5.7. PÓRTICO DE NOVE ANDARES E UM TRAMO (PT91)

Este pórtico caracteriza-se por ter uma altura considerável, especialmente quando comparada com os outros quatro pórticos. A relação de rigidez pilar/viga tem valores da ordem de grandeza dos encontrados em PT41 e PT43. A configuração geométrica do pórtico e as dimensões das secções dos pilares e das vigas são como se apresentam na figura seguinte:

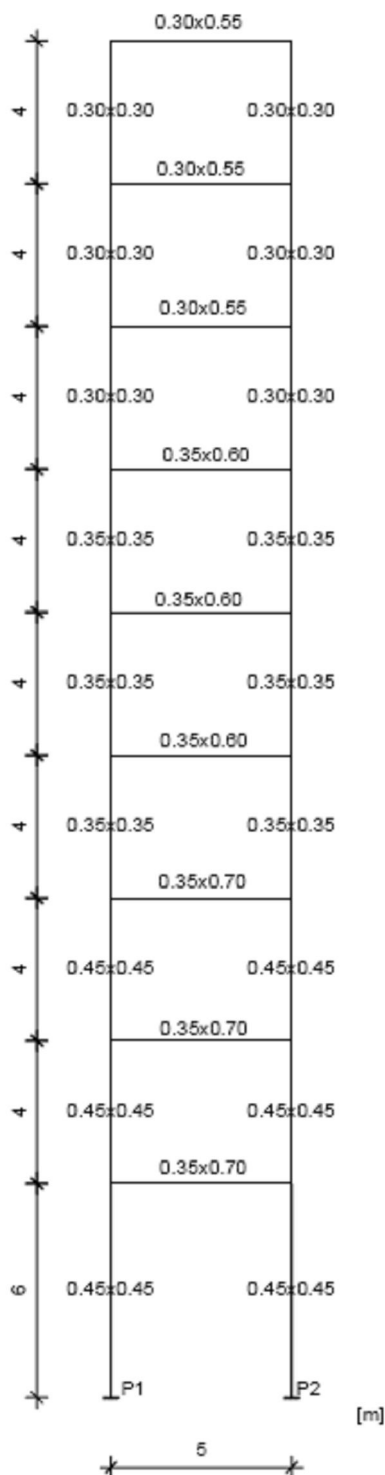


Fig. 5.59 – Dimensões das secções e configuração geométrica do pórtico PT91

Para as solicitações a figura seguinte apresenta as cargas permanentes G , as sobrecargas e acção do vento W que actuam na estrutura tal como a sua configuração. Os valores que se apresentam são os valores característicos.

Quadro 5.6- Valor de combinação das acções para o PT91

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	35,0	$0,7 \cdot 15,0$	-
F (kN)	50,0	-	-
$H1$ (kN)	-	-	11,0
$H2$ (kN)	-	-	8,8
$H3$ (kN)	-	-	4,4

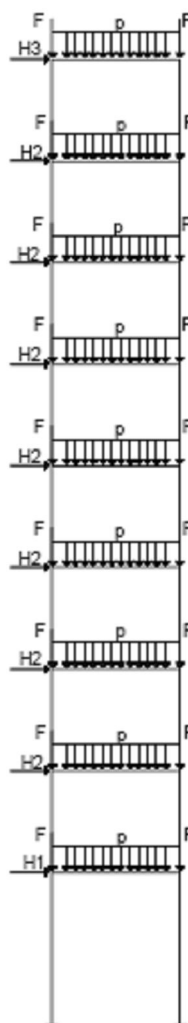


Fig. 5.60 – Configuração geométrica das acções para o PT91

5.7.1. EFEITOS DE 1ª ORDEM

Na figura seguinte apresentam-se os esforços de primeira ordem e respectivas armaduras:



Fig. 5.61 – PT91: Análise linear. Esforços e secções de armadura

5.7.2. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

Para as quatro hipóteses de cálculo obtêm-se os seguintes resultados finais para o método da rigidez nominal:

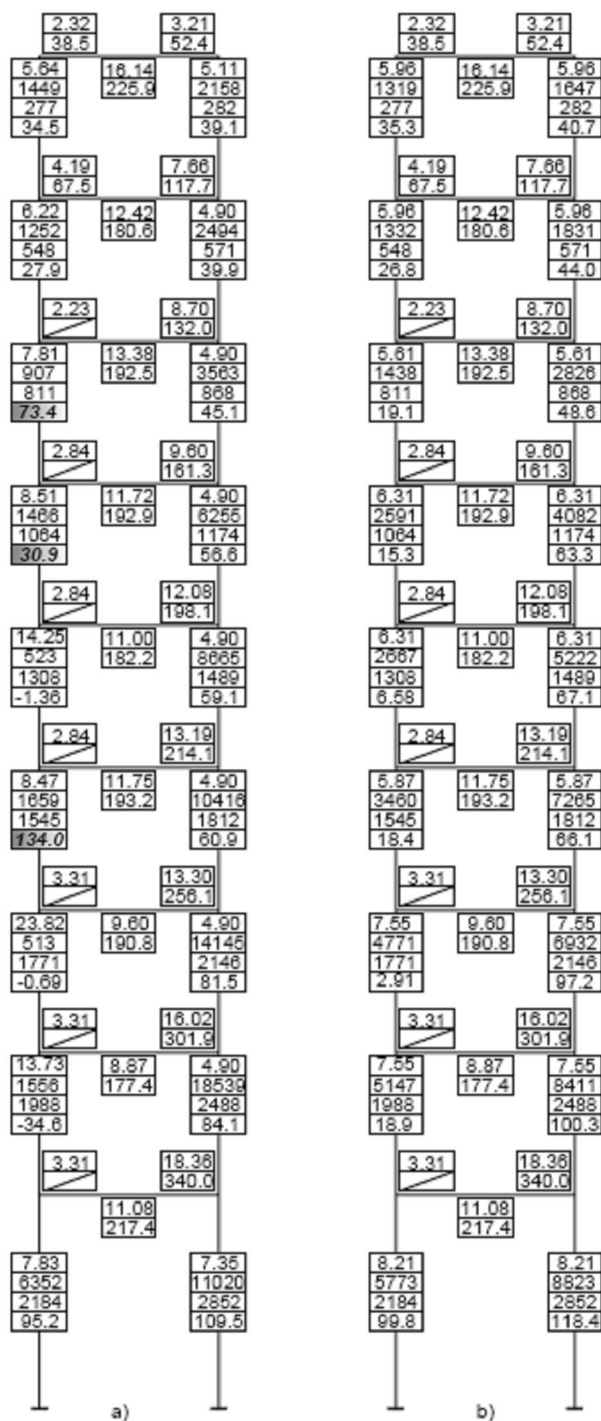


Fig. 5.62 – PT91: Método da rigidez nominal com armaduras de primeira ordem: esforços finais, carga crítica e a)comprimento efectivo EC2, b)comprimento efectivo REBAP

Verifica-se que para o comprimento efectivo EC2 alguns dos pilares de P1 apresentam carga crítica inferior ao esforço axial actuante. Ao utilizar comprimento efectivo REBAP esta situação não ocorre.



Fig. 5.63 – Resultados finais da metodologia Paula Castro (1998)

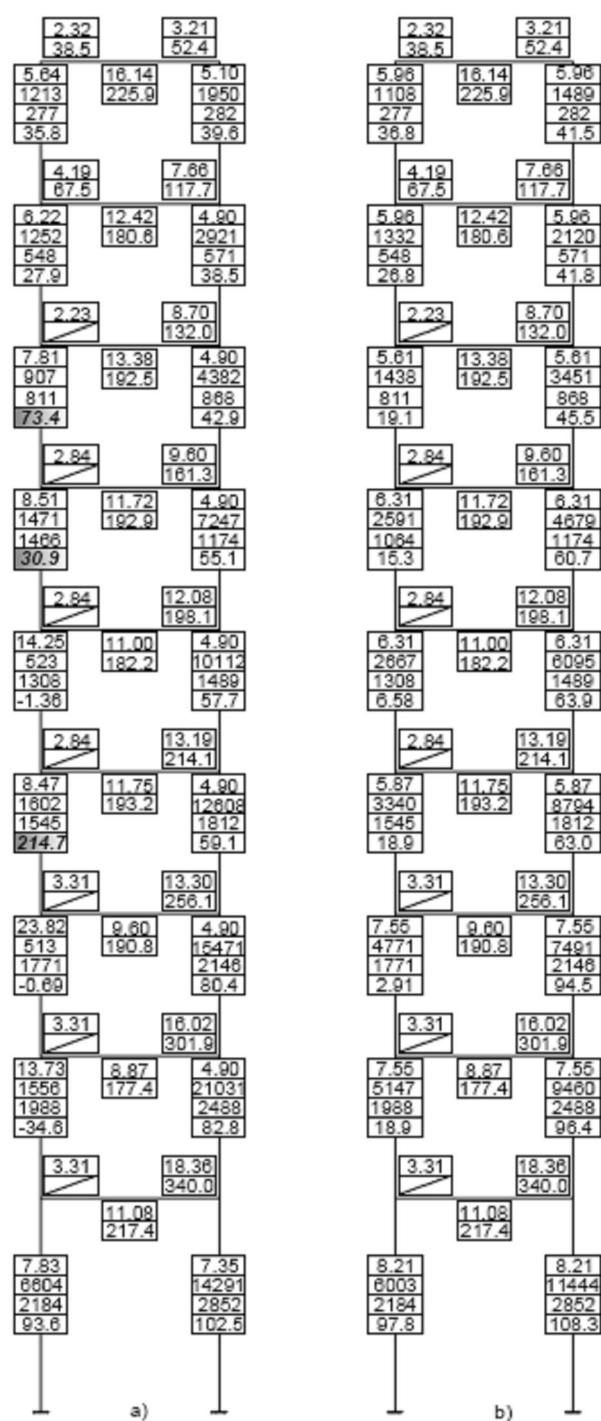


Fig. 5.64 – PT91: Método da rigidez nominal com armaduras PC: esforços finais, carga crítica e a) comprimento efectivo EC2, b) comprimento efectivo REBAP

Comparando estes resultados com os obtidos com as armaduras de primeira ordem verifica-se um aumento da carga crítica para alguns dos pilares mas de uma forma geral não existem diferenças expressivas entre a utilização das armaduras PC e as armaduras de primeira ordem.

5.7.3. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

Os esforços finais e o deslocamento e_2 para as quatro hipóteses de cálculo são as seguintes:

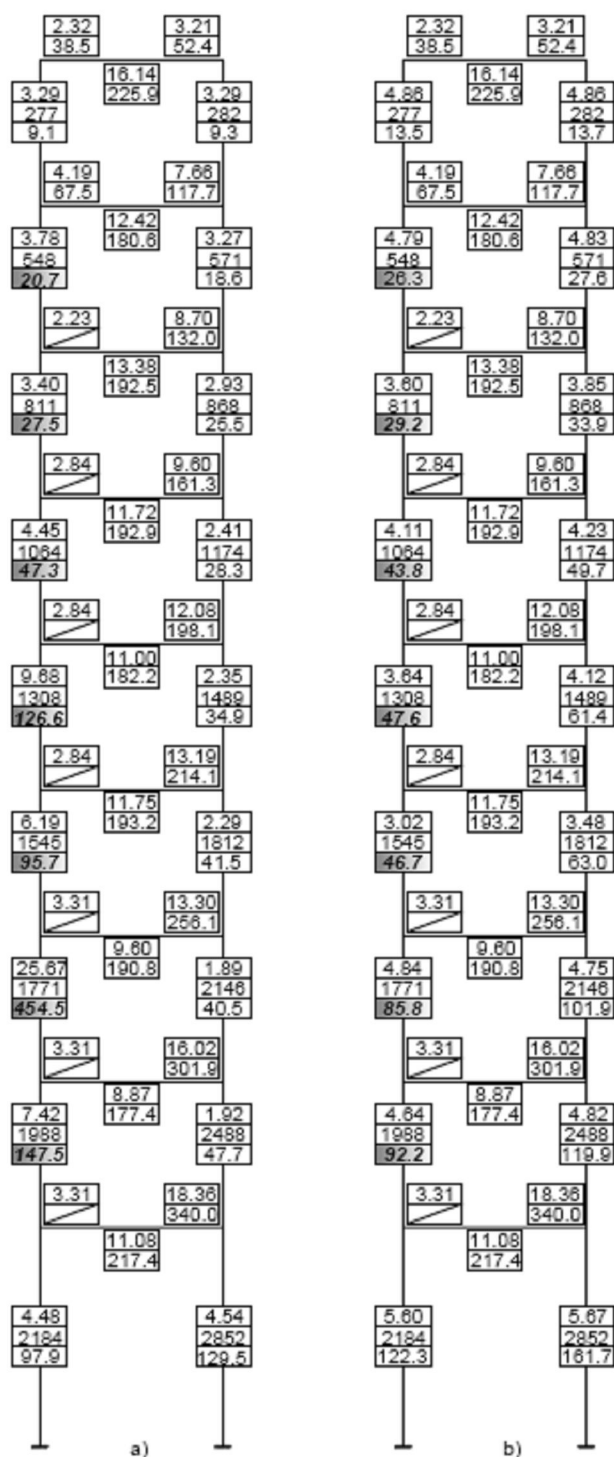


Fig. 5.65 – PT91: Método da curvatura nominal com armaduras primeira ordem a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

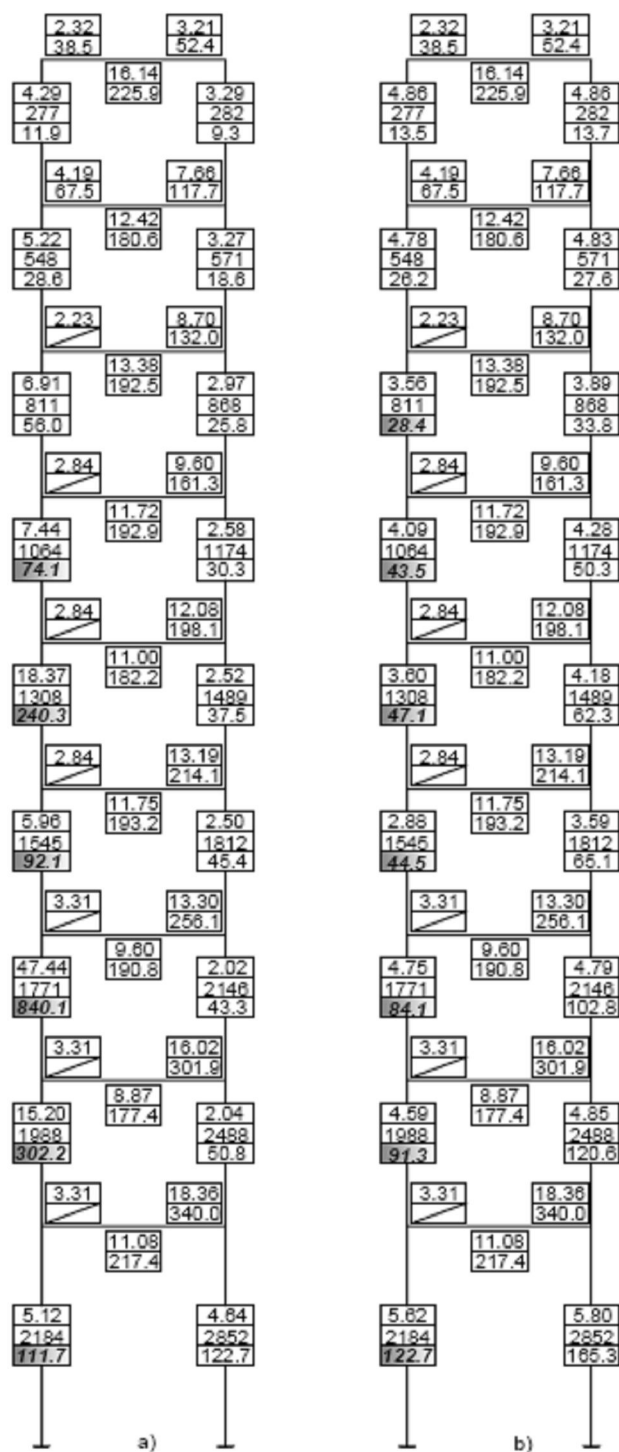


Fig. 5.66 – PT91: Método da curvatura nominal com armaduras PC a) comprimento efectivo EC2 b) comprimento efectivo REBAP: esforços finais e deslocamento

Tal como no método da rigidez nominal, as diferenças mais importantes ocorrem quando se altera o comprimento efectivo enquanto que a mudança de armadura não tem variações com grande significado.

5.7.3. ANEXO H

Para cada pilar do pórtico PT91 obtiveram-se os seguintes gráficos:

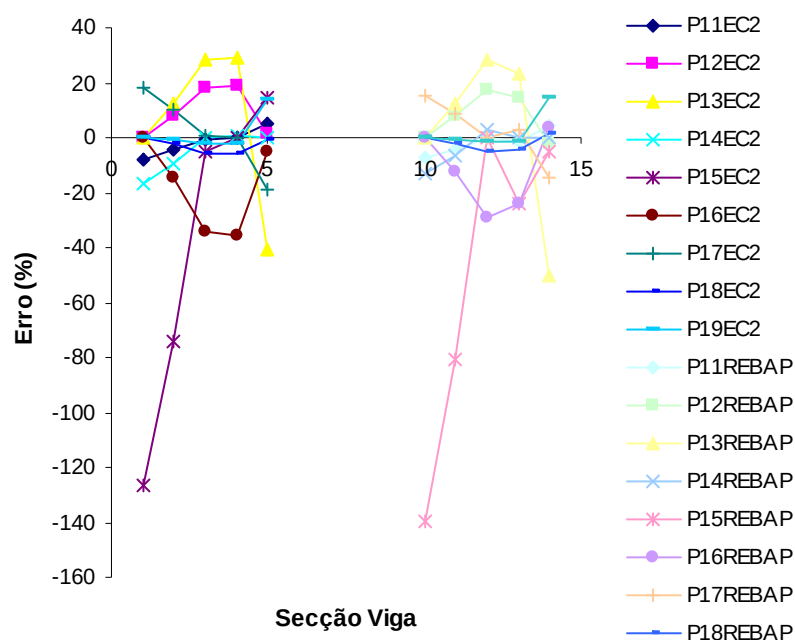


Fig. 5.67 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

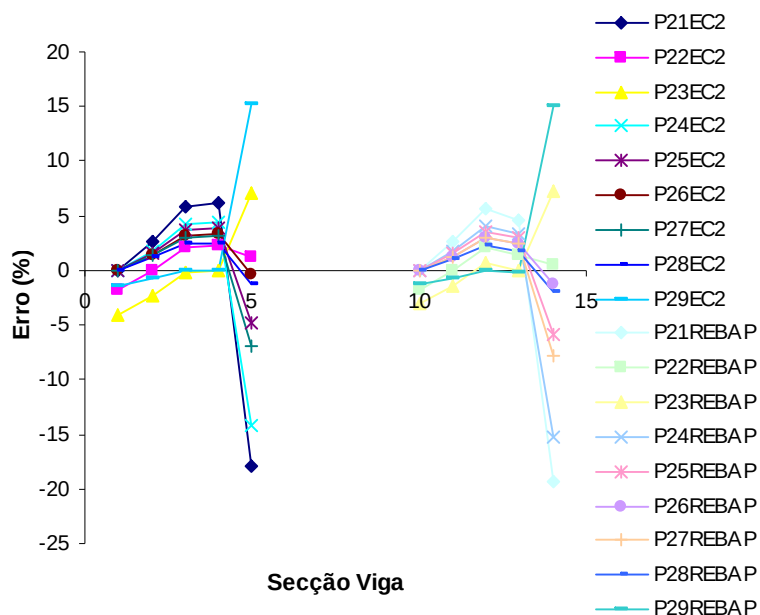


Fig. 5.68 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras de primeira ordem

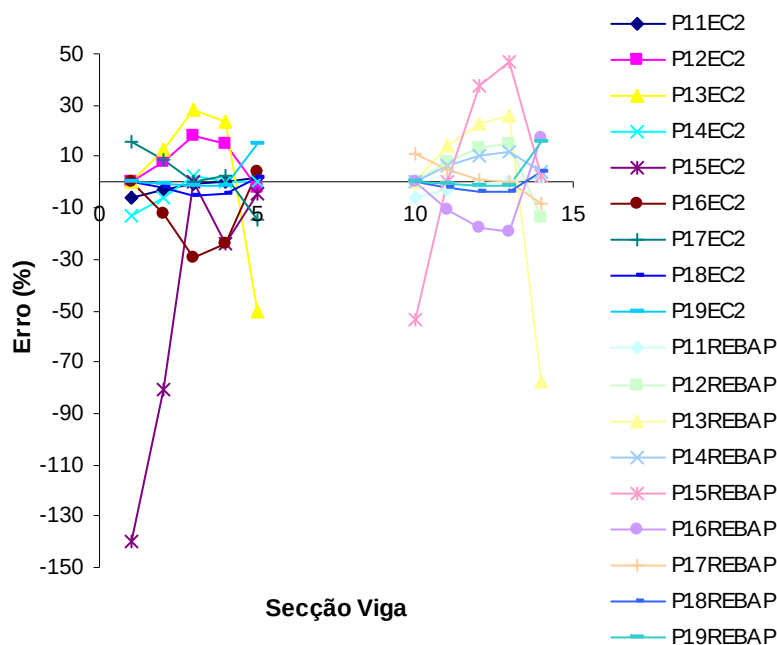


Fig. 5.69 – Momentos no pilar P1 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

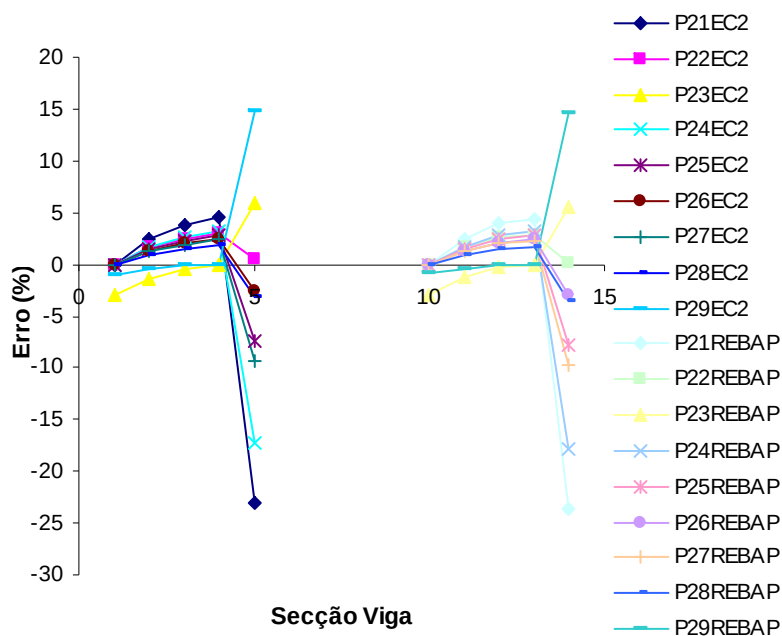


Fig. 5.70 – Momentos no pilar P2 pilares do Pórtico PT91 - Rigidez nominal dos pilares obtida com armaduras PC

Da análise das figuras podem-se retirar as seguintes conclusões:

- o pilar P1 apresenta uma diferença na natureza de erros relativos quando na armaduras PC se altera o comprimento efectivo. Apesar disso a ordem de grandeza mantém-se, tanto para as diferentes

armaduras como para o comprimento efectivo. Os erros de cerca de 150% dão-se para momentos de valores muito baixo;

- o pilar P2 também não tem grandes alterações, permanecendo com erros relativos inferiores a 10%;
- no pilar P1 a diferença entre o anexo H e os valores PC são inferiores a 20% excepto para o terceiro piso onde os valores variam entre 40% a 80%. Para P2 os erros em relação ao método PC são inferiores a 20%;
- dada esta ordem de valores para P2 e analisando os gráficos relativos a P1 a secção de viga activa mais desfavorável é a mais conveniente.

5.8. CONCLUSÕES

Uma vez identificados os métodos simplificados para quantificação dos efeitos de segunda ordem de acordo com a nova versão do EC2, procedeu-se à aplicação, ao longo deste capítulo, das 3 metodologias presentes no regulamento europeu a um conjunto de cinco pórticos representativos das tipologias estruturais comuns. Os três formatos são: método na rigidez nominal, método da curvatura nominal e método presente em anexo ao qual se designou por método do anexo H.

Ao aplicar o método da rigidez nominal no pórtico PT11 verificou-se a necessidade de tentar melhorar os resultados obtidos. Procurando os factores que poderiam conferir uma maior carga crítica nos pilares chegou-se às seguintes hipóteses de cálculo:

- no cálculo do comprimento efectivo utilizou-se a flexibilidade relativa expressa no EC2 (comprimento efectivo EC2) ou como o REBAP sugere (comprimento efectivo REBAP);
- utilização de armaduras de primeira ordem ou as armaduras resultante da aplicação da metodologia proposta por Castro (1998).

A aplicação do comprimento efectivo REBAP resulta melhor que o comprimento efectivo EC2 em pilares onde este conduzia à rotura do pilar por encurvadura. Contudo em situações onde há uma elevada relação pilar/viga o comprimento efectivo REBAP é o mais desfavorável.

A introdução das armaduras PC traduziu-se num aumento da carga crítica e por isso em momentos finais inferiores aos obtidos com a utilização de armaduras de primeira ordem.

No método da curvatura nominal esse aumento da percentagem de armadura revelou-se prejudicial para o cálculo do momento de segunda ordem. Quando a quantidade de armadura é maior, maior é o deslocamento e_2 e logo maior o momento de segunda ordem. Dado que um aumento do comprimento efectivo resulta também num maior deslocamento e_2 , de forma geral, o comprimento efectivo REBAP beneficia os momentos finais para pilares onde há vantagem nesta utilização.

Refere-se também que, apesar da variação dos momentos que estas modificações produzem, apenas nos pilares mais sensíveis aos efeitos de segunda se verificam claros benefícios nestas alterações. Para pórticos como PT42 e PT43 as diferenças não são muito grandes, não existindo significativas diferenças na utilização de comprimento efectivo EC2 e armaduras de primeira ordem.

Nestes dois métodos verificou-se que, na maior parte dos casos, o momento final é inferior ao momento de dimensionamento de primeira ordem. Justifica-se este facto dado que no cálculo dos momentos finais o momento de primeira ordem utilizado para cálculo dos esforços finais é um momento equivalente resultante da fórmula proposta por Massonet, resultando num momento equivalente inferior ao momento de dimensionamento. Este facto revela a inadaptação destes métodos

para contabilização de forma globalizada dos efeitos de segunda ordem e para estruturas não contraventadas.

Para o anexo H aplicou-se a sequência de cálculo exposta no capítulo 4 com as diferentes hipóteses para a rigidez nominal dos pilares e das vigas. Devido à quantidade de resultados estes foram apresentados sob forma gráfica através de um erro relativo. O erro relativo é obtido entre a solução mais próxima de PC e restantes opções de secção de viga e através destes valores tentou-se procurar a solução mais adequada. As duas opções que mais sobressaíram foram a secção de viga activa mais desfavorável e a secção de viga mais favorável obtida através dos coeficientes PC. Relativamente à utilização do comprimento efectivo EC2 ou REBAP nos pilares não existem, na maior parte dos casos, variações importantes. Esta conclusão também pode ser feita para a utilização de armaduras de primeira ordem e armaduras PC.

Relativamente à diferença de valores entre o anexo H e a metodologia PC os resultados obtidos revelam um intervalo de valores amplo. Em alguns pórticos os diversos pilares apresentam valores bastante diferentes que podem variar entre 10% a 60% com casos pontuais onde podem surgir erros de cerca de 100%. Contudo em cada pórtico os valores mantêm-se sensivelmente constante nas diferentes opções de cálculo.

6

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

6.1. INTRODUÇÃO

Após determinação dos esforços finais através das diferentes metodologias simplificadas do EC2, prossegue-se com a avaliação da fiabilidade estrutural das soluções obtidas com esta metodologias. Avaliou-se a probabilidade de ruína para o conjunto de pórticos estudados e comparou-se com os resultados obtidos por Delgado (2002), com os métodos presentes no REBAP e MC90 e com a metodologia proposta por Castro (1998). Compara-se ainda com a situação de referência de dimensionamento para os efeitos de 1ª ordem, procurando-se que o nível de segurança de uma dada estrutura obtido considerando apenas os efeitos de 1ª ordem (no dimensionamento e na avaliação de segurança) não seja significativamente afectado quando o dimensionamento for realizado com a metodologia de consideração dos efeitos de 2ª ordem em estudo e a avaliação de segurança envolver uma análise de referência (em que o comportamento não linear geométrico e material é considerado de forma rigorosa)

Pretende-se, assim, alargar o estudo efectuado por Delgado (2002) à nova versão do EC2, adoptando-se o método proposto por Delgado (2002) para a avaliação de segurança estrutural.

6.2. CRITÉRIOS GERAIS

Tendo em conta o exposto no capítulo 3 sobre a metodologia de análise de segurança proposta por Delgado (2002) consideram-se os seguintes critérios.

6.2.1. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

Este formato de segurança estrutural será aplicado aos cinco pórticos estudados no capítulo anterior, sendo avaliada a probabilidade de ruína apenas para o caso de dimensionamento com o método do anexo H. Esta escolha foi tomada tendo em conta as conclusões anteriores em que este método se apresenta mais realista, dado que não só contabiliza os efeitos de segunda ordem devidos aos esforços axiais como também inclui os efeitos das deformações horizontais. Além disso, para a maioria dos casos, os métodos da rigidez nominal e curvatura nominal conduzem a valores dos momentos finais inferiores aos momentos considerando apenas os efeitos de primeira ordem.

É necessário, ainda, definir qual das hipóteses de cálculo propostas se irá utilizar. Dado que se pretende avaliar a fiabilidade da metodologia do EC2, considerou-se uma opção que utilizasse apenas

critérios dados pelo EC2 e à qual não fosse necessário recorrer a outras metodologias e autores. Assim, adoptou-se a metodologia do anexo H com a utilização de comprimento efectivo EC2, armaduras de primeira ordem e secção de viga activa mais desfavorável.

6.2.2. LEIS DE DISTRIBUIÇÃO

Tendo em conta o que foi exposto no capítulo 3, adoptou-se para lei de distribuição do factor de carga da Solicitação uma lei de distribuição normal definida pelo seu valor característico λS_k para uma gama de valores do coeficiente de variação $CV_{\lambda S}$, ou seja:

$$L_{\lambda S}^N(1,125; CV_{\lambda S}(0,10 \leftrightarrow 0,70)) \quad (6.1)$$

Na definição da lei de distribuição do factor de carga da resistência λR é necessário o recurso ao algoritmo de análise não linear FEMPOR1 que permite a determinação de um conjunto de valores da Resistência. O algoritmo é aplicado a um conjunto de amostras da estrutura caracterizadas por diferentes pares de valores das variáveis básicas f'_c e f_{sy} , obtidos pela técnica de simulação do Método do Hipercubo Latino. Para isso é preciso conhecer as leis de distribuição de f'_c e f_{sy} que para os materiais constituintes das estruturas em estudo são:

Quadro 6.1 – Parâmetros estatísticos das leis de distribuição de f'_c e f_{sy}

Betão C20/25 f'_c	Valor característico:	f_{ck}'	14,78 MPa
	Coeficiente de variação:	CV_{fc}'	0,174
	Valor médio:	f_{cm}'	20,71 MPa
	Desvio padrão:	σ_{fc}'	3,60 MPa
Aço A400 f_{sy}	Valor característico:	f_{syk}	400 MPa
	Coeficiente de variação:	CV_{fs}	0,087
	Valor médio:	f_{sym}	466,81 MPa
	Desvio padrão:	σ_{fs}	40,61 MPa

6.3. PÓRTICO DE UM ANDAR E UM TRAMO (PT11)

6.3.1. ESFORÇOS E AS ARMADURAS OBTIDAS COM A METODOLOGIA DO ANEXO H

Os esforços e as armaduras resistentes obtidas com a metodologia do Anexo H, em relação aos quais vai ser efectuada a avaliação da segurança, são as seguintes:

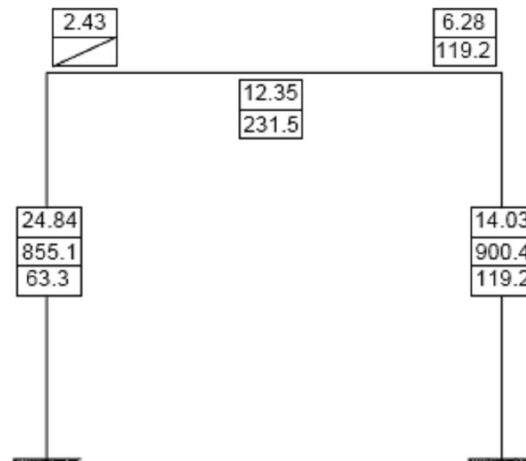


Fig. 6.1 – Esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT11- Anexo H.

6.3.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR

Aplicando o método do Hipercubo Latino (MHL) obtêm-se os seguintes pares de valores do conjunto de 30 amostras:

Quadro 6.2 – PT11: Resultados da aplicação do MHL

n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)	n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)
1	13,04	380,38	16	20,86	468,50
2	14,78	400,01	17	21,16	471,91
3	15,72	410,64	18	21,47	475,35
4	16,41	418,40	19	21,78	478,86
5	16,97	424,72	20	22,10	482,46
6	17,45	430,15	21	22,43	486,18
7	17,88	434,99	22	22,77	490,08
8	18,28	439,41	23	23,14	494,20
9	18,64	443,54	24	23,53	498,63
10	18,99	447,43	25	23,96	503,47
11	19,32	451,16	26	24,44	508,90
12	19,64	454,76	27	25,00	515,21
13	19,95	458,26	28	25,69	522,97
14	20,25	461,70	29	26,63	533,61
15	20,56	465,11	30	28,37	553,23

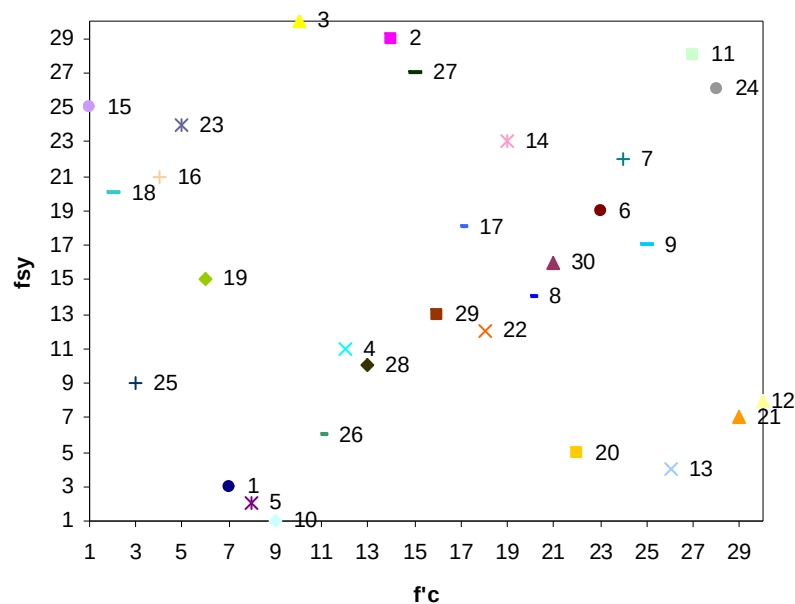


Fig. 6.2 – PT11: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL

6.3.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

Depois de definidas as leis de distribuição normal dos factores de carga de Solicitação e Resistência é possível o cálculo do índice de fiabilidade e probabilidade de ruína. A representação gráfica é conforme a que se segue nas figuras, sendo os valores referentes às outras quatro metodologias foram retirados de Delgado (2002).

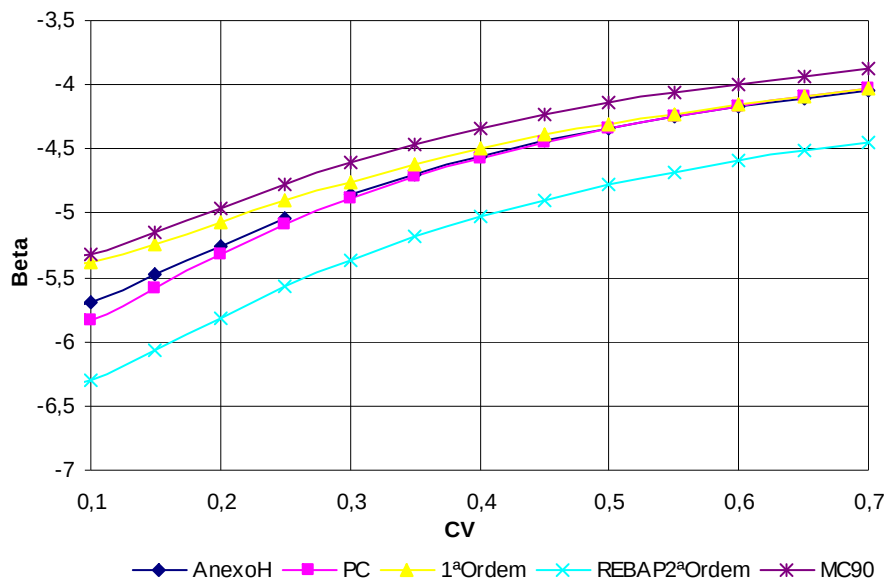


Fig. 6.3 – Comparação dos índices de fiabilidade do PT11 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

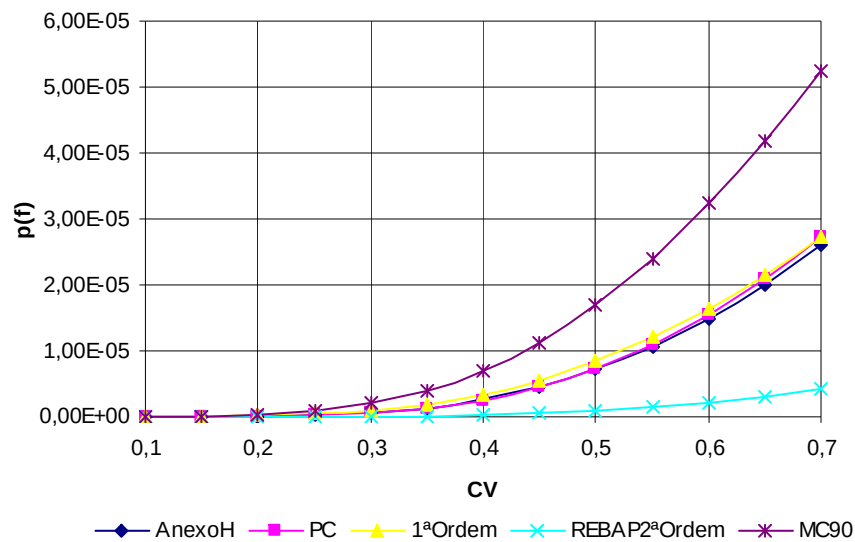


Fig. 6.4 – Comparação das probabilidades de ruína do PT11 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

Através das figuras 3 e 4 é possível concluir que o método do anexo H para a gama mais comum do coeficiente de variação (0.20 a 0.50) apresenta valores de probabilidade de ruína inferiores a 10^{-5} , sendo este o valor de referência na verificação de segurança (Delgado, 2002). A metodologia do anexo H e a metodologia PC aproximam-se muito dos resultados obtidos para o dimensionamento dos efeitos de primeira ordem, permitindo concluir que a metodologia do anexo H conduz a resultados que se podem considerar fiáveis. Relativamente às outras metodologias verifica-se que o método do MC90 e REBAP 2ª ordem representam respectivamente as metodologias mais inseguras e mais conservativas respectivamente.

6.4. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E UM TRAMO (PT41)

6.4.1. ANEXO H

Apresentam-se os esforços e as armaduras resistentes para a opção em estudo:

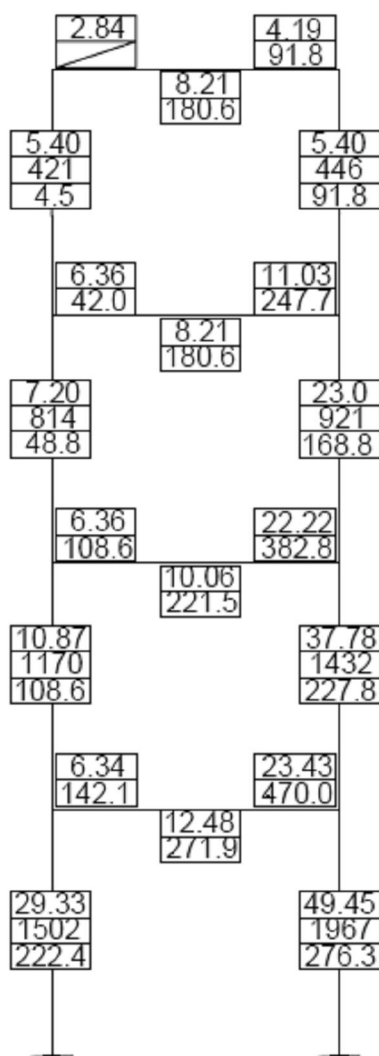


Fig. 6.5 – Esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT41- Anexo H.

6.4.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR

Aplicando o método do Hipercubo Latino (MHL) obtêm-se os seguintes pares de valores do conjunto de 30 amostras:

Quadro 6.3 – PT41: Resultados da aplicação do MHL

n	f'_c (MPa)	f_{sy} (MPa)	n	f'_c (MPa)	f_{sy} (MPa)
1	13,04	380,38	16	20,86	468,50
2	14,78	400,01	17	21,16	471,91
3	15,72	410,64	18	21,47	475,35
4	16,41	418,40	19	21,78	478,86
5	16,97	424,72	20	22,10	482,46
6	17,45	430,15	21	22,43	486,18
7	17,88	434,99	22	22,77	490,08
8	18,28	439,41	23	23,14	494,20
9	18,64	443,54	24	23,53	498,63
10	18,99	447,43	25	23,96	503,47
11	19,32	451,16	26	24,44	508,90
12	19,64	454,76	27	25,00	515,21
13	19,95	458,26	28	25,69	522,97
14	20,25	461,70	29	26,63	533,61
15	20,56	465,11	30	28,37	553,23

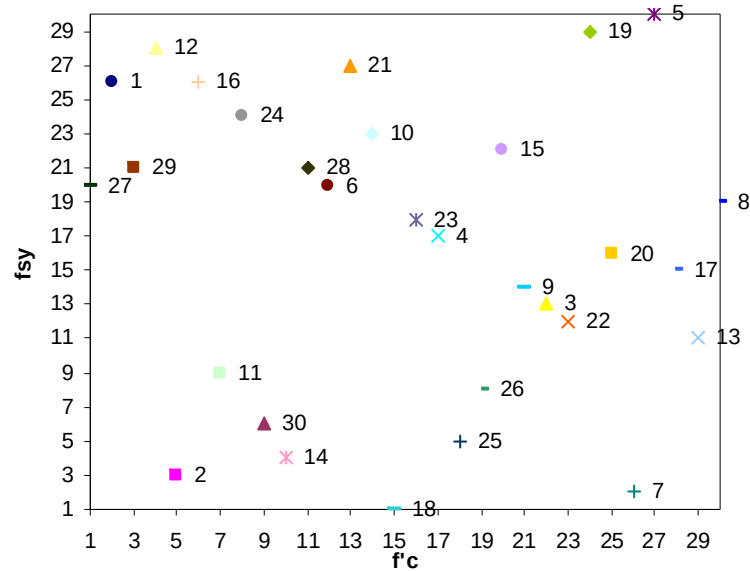


Fig. 6.6 – PT41: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL

6.4.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

Depois de definidas as leis de distribuição normal dos factores de carga de Solicitação e Resistência é possível o cálculo do índice de fiabilidade e probabilidade de ruína. A representação gráfica é conforme a que se segue nas figuras. Os valores referentes às outras quatro metodologias foram retirados de Delgado (2002).

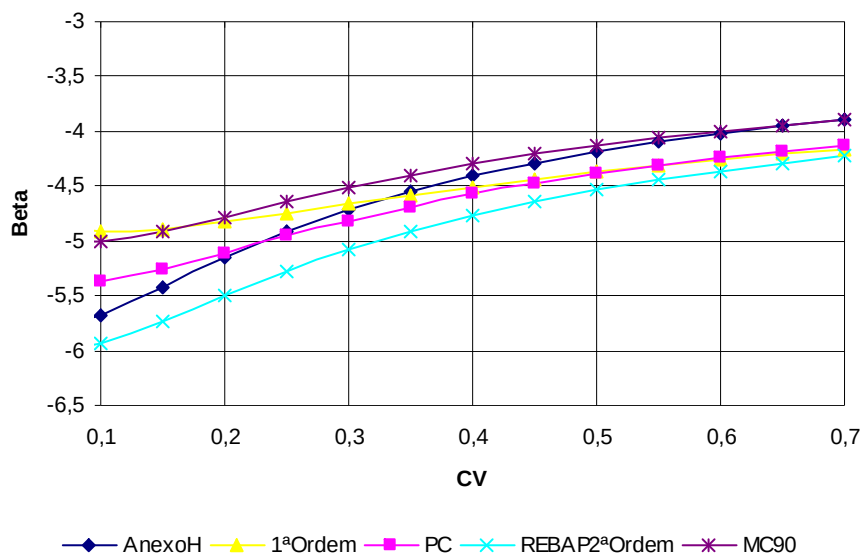


Fig. 6.7 – Comparação dos índices de fiabilidade do PT41 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

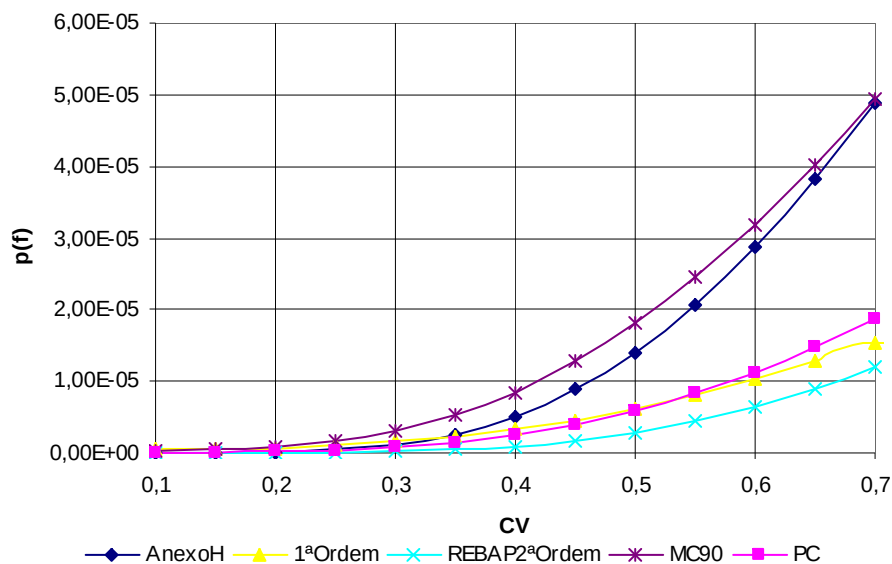


Fig. 6.8 – Comparação das probabilidades de ruína do PT41 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

Através da análise das figuras anteriores é possível dizer que o método do anexo H apresenta valores de probabilidade de ruína inferiores a 10^{-5} só para CV da variável solicitação inferiores a cerca de 0,45. Ao contrário do PT11 neste pórtico a curva de probabilidade de ruína aproxima-se mais da curva do MC90 do que da de 1ª ordem ou método PC, podendo concluir-se que a metodologia do Anexo H conduz a uma redução do nível de segurança em relação ao envolvido na análise de 1ª ordem.

6.5. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E DOIS TRAMOS (PT42)

6.5.1. ANEXO H

Apresentam-se os esforços e as armaduras resistentes para a opção em estudo:

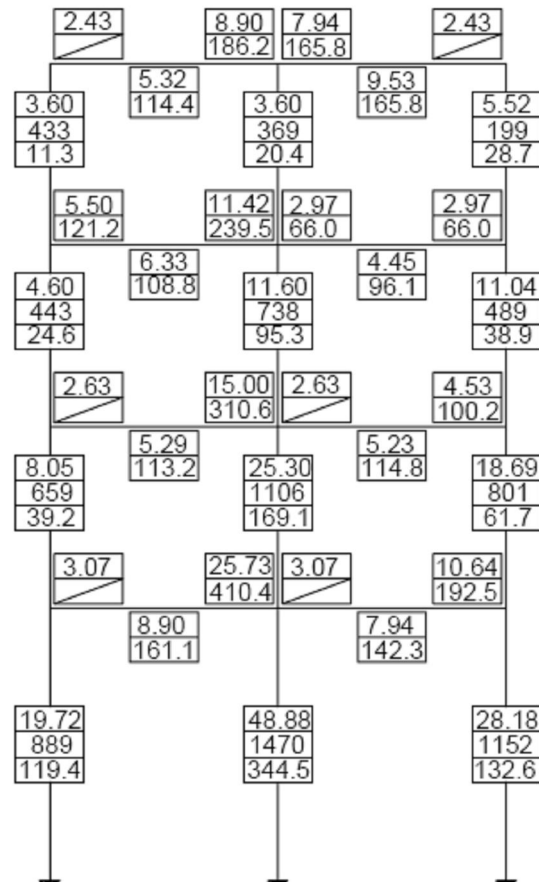


Fig. 6.9 – Esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT42 - Anexo H.

6.5.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR

Aplicando o método do Hipercubo Latino (MHL) obtêm-se os seguintes pares de valores do conjunto de 30 amostras:

Quadro 6.4 – PT42: Resultados da aplicação do MHL

n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)	n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)
1	13,04	380,38	16	20,86	468,50
2	14,78	400,01	17	21,16	471,91
3	15,72	410,64	18	21,47	475,35
4	16,41	418,40	19	21,78	478,86
5	16,97	424,72	20	22,10	482,46
6	17,45	430,15	21	22,43	486,18
7	17,88	434,99	22	22,77	490,08
8	18,28	439,41	23	23,14	494,20
9	18,64	443,54	24	23,53	498,63
10	18,99	447,43	25	23,96	503,47
11	19,32	451,16	26	24,44	508,90
12	19,64	454,76	27	25,00	515,21
13	19,95	458,26	28	25,69	522,97
14	20,25	461,70	29	26,63	533,61
15	20,56	465,11	30	28,37	553,23

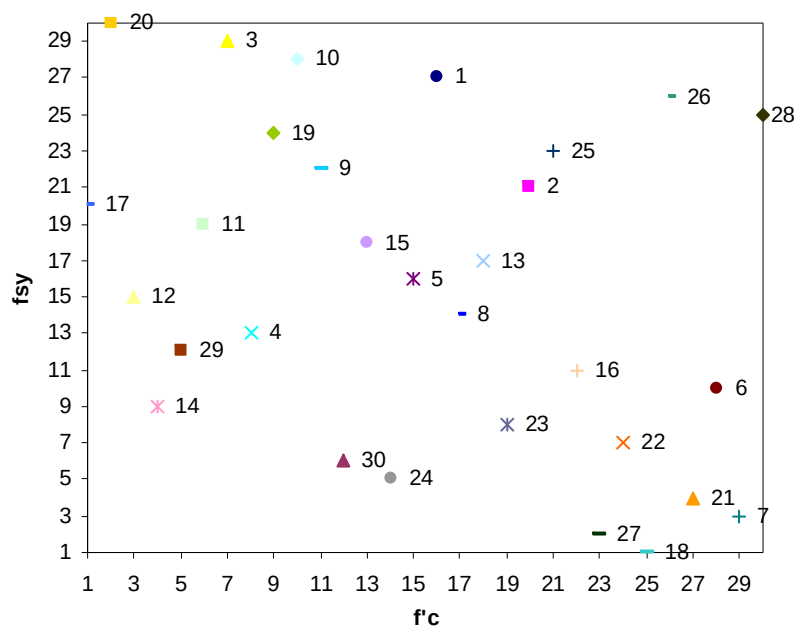


Fig. 6.10 – PT42: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL

6.5.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

Depois de definidas as leis de distribuição normal dos factores de carga de Solicitação e Resistência é possível o cálculo do índice de fiabilidade e probabilidade de ruína. A representação gráfica é conforme a que se segue nas figuras. Os valores referentes às outras quatro metodologias foram retirados de Delgado (2002).

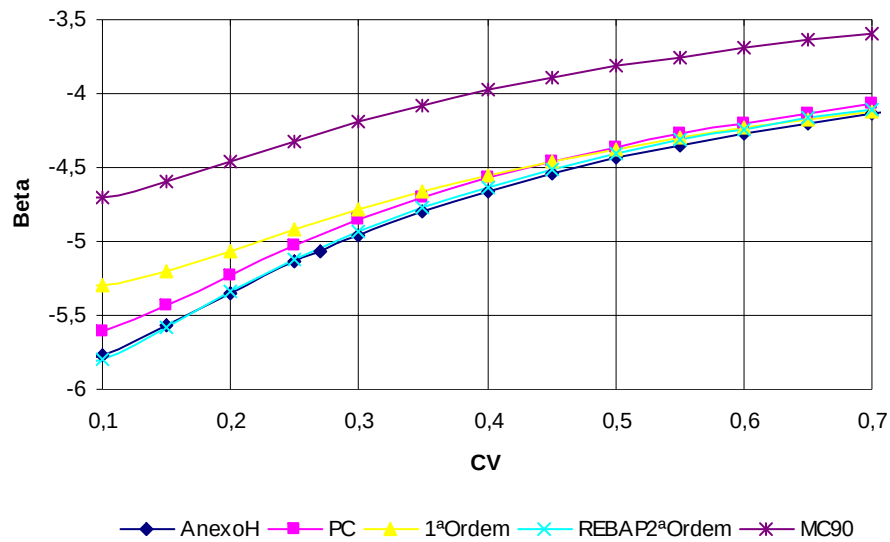


Fig. 6.11 – Comparação dos índices de fiabilidade do PT42 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

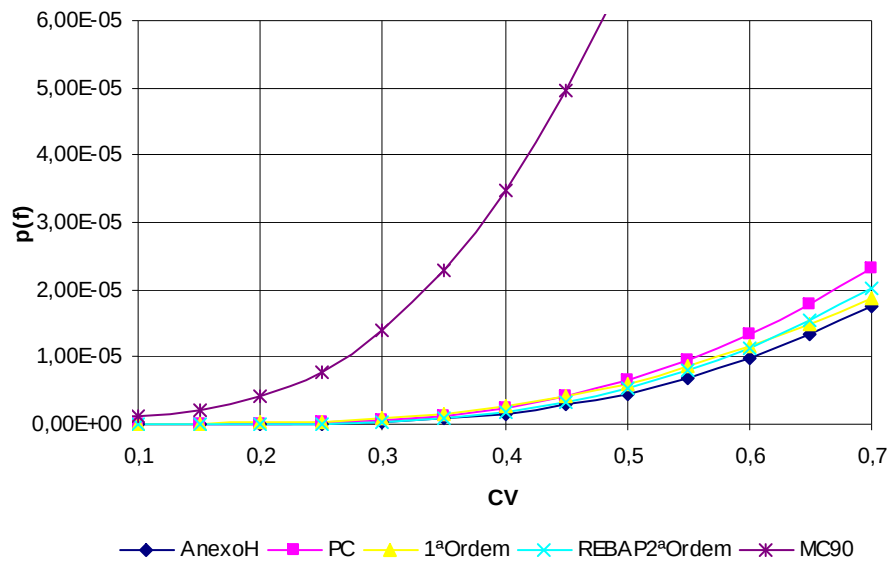


Fig. 6.12 – Comparação das probabilidades de ruína do PT42 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

Tal como no PT11 para a gama mais comum do coeficiente de variação (0.20 a 0.50) os valores de probabilidade de ruína são inferiores a 10^{-5} , só ultrapassando esse valor a partir do valor de coeficiente de variação de 0.60. Neste pórtico as metodologias REBAP 2ª ordem, PC e anexo H são muito próximas da curva dos valores de 1ª ordem, sendo o método do MC90 o mais inseguro.

6.6. PÓRTICO DE QUATRO ANDARES E TRÊS TRAMOS (PT43)

6.6.1. ANEXO H

Apresentam-se os esforços e as armaduras resistentes para a opção em estudo:

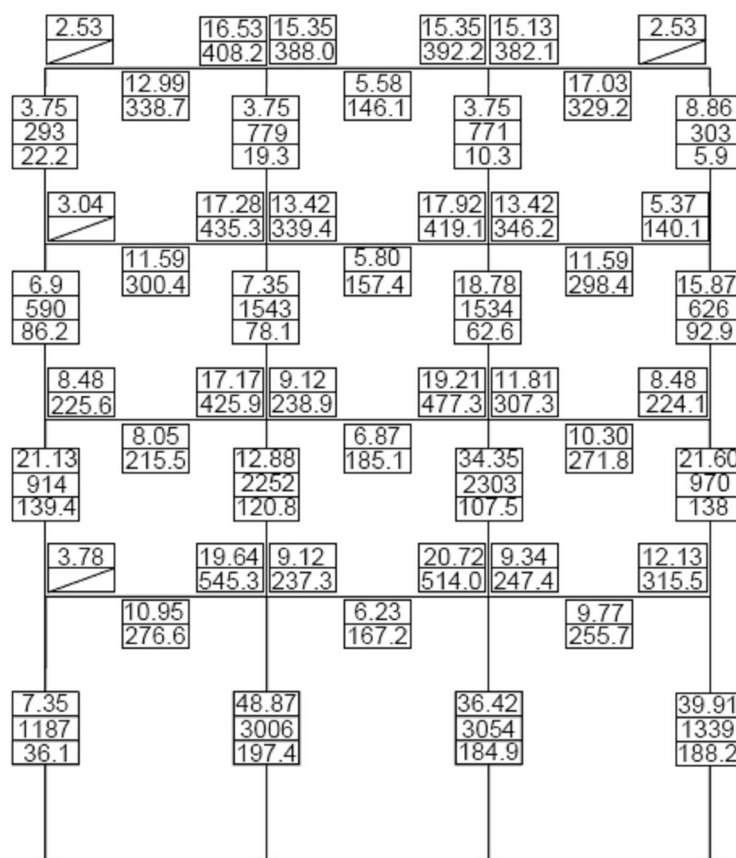


Fig. 6.13 – Esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT43 – Anexo H.

6.6.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR

Aplicando o método do Hipercubo Latino (MHL) obtêm-se os seguintes pares de valores do conjunto de 30 amostras:

Quadro 6.5 – PT43: Resultados da aplicação do MHL

n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)	n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)
1	13,04	380,38	16	20,86	468,50
2	14,78	400,01	17	21,16	471,91
3	15,72	410,64	18	21,47	475,35
4	16,41	418,40	19	21,78	478,86
5	16,97	424,72	20	22,10	482,46
6	17,45	430,15	21	22,43	486,18
7	17,88	434,99	22	22,77	490,08
8	18,28	439,41	23	23,14	494,20
9	18,64	443,54	24	23,53	498,63
10	18,99	447,43	25	23,96	503,47
11	19,32	451,16	26	24,44	508,90
12	19,64	454,76	27	25,00	515,21
13	19,95	458,26	28	25,69	522,97
14	20,25	461,70	29	26,63	533,61
15	20,56	465,11	30	28,37	553,23

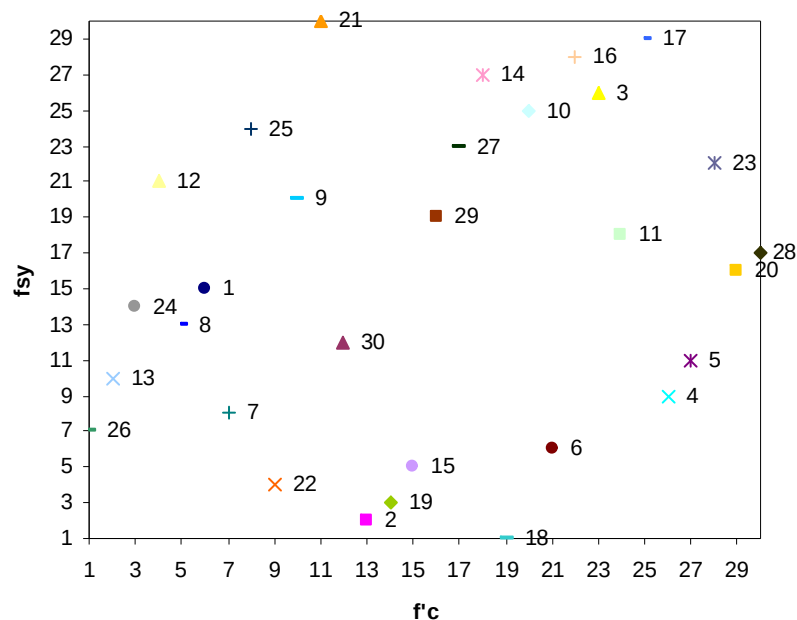


Fig. 6.14 – PT43: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL

6.6.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

Depois de definidas as leis de distribuição normal dos factores de carga de Solicitação e Resistência é possível o cálculo do índice de fiabilidade e probabilidade de ruína. A representação gráfica é conforme a que se segue nas figuras. Os valores referentes às outras quatro metodologias foram retirados de Delgado (2002).

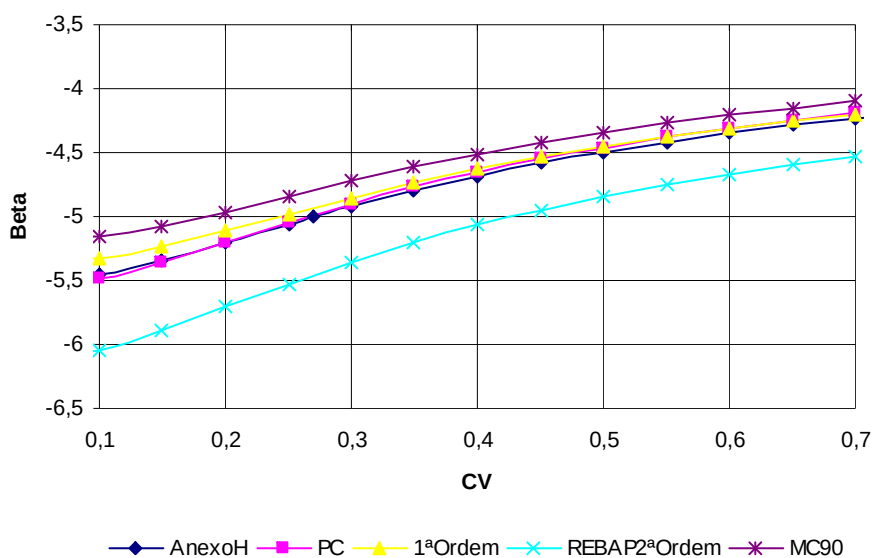


Fig. 6.15 – Comparação dos índices de fiabilidade do PT43 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

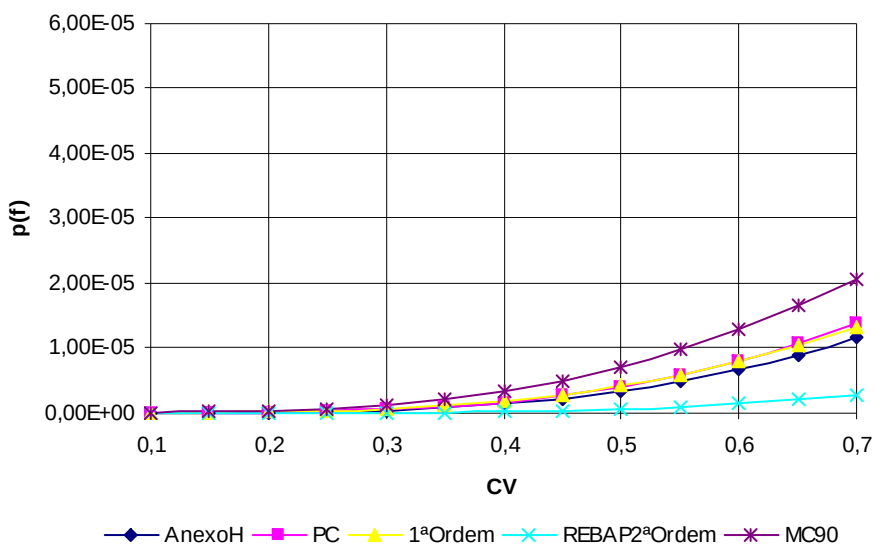


Fig. 6.16 – Comparação das probabilidades de ruína do PT43 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

Para a gama mais comum do coeficiente de variação (0.20 a 0.50), os valores de probabilidade de ruína são inferiores a 10^{-5} , só ultrapassando esse valor para valores de coeficiente de variação superiores a 0.65. As metodologias MC90 e REBAP 2ª ordem representam novamente os formatos respectivamente mais inseguro e mais conservativo. Tanto o método PC como o anexo H conduzem a níveis de segurança muito semelhantes aos obtidos quando se consideram apenas análise de 1ª ordem.

6.7. PÓRTICO DE NOVE ANDARES E UM TRAMO (PT91)

6.7.1. ANEXO H

Apresentam-se os esforços e as armaduras resistentes para a opção em estudo:

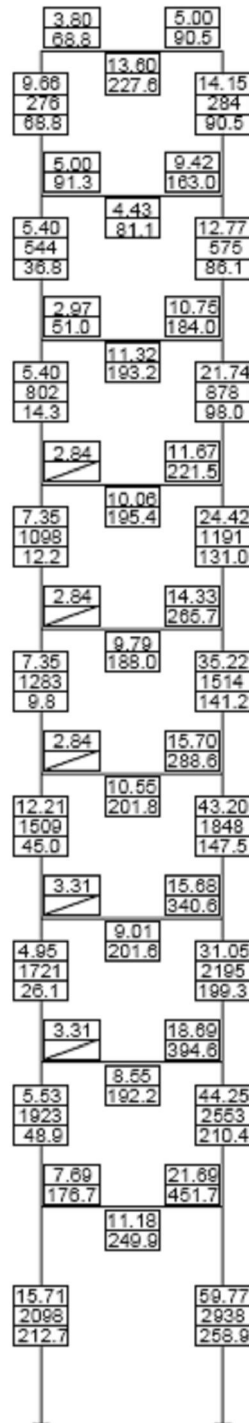


Fig. 6.17 – Esforços finais e armaduras resistentes para o pórtico PT91 - Anexo H.

6.7.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO DO FACTOR DE CARGA DA RESISTÊNCIA λR

Aplicando o método do Hipercubo Latino (MHL) obtêm-se os seguintes pares de valores do conjunto de 30 amostras:

Quadro 6.6 – PT91: Resultados da aplicação do MHL

n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)	n	f _c (MPa)	f _{sy} (MPa)
1	13,04	380,38	16	20,86	468,50
2	14,78	400,01	17	21,16	471,91
3	15,72	410,64	18	21,47	475,35
4	16,41	418,40	19	21,78	478,86
5	16,97	424,72	20	22,10	482,46
6	17,45	430,15	21	22,43	486,18
7	17,88	434,99	22	22,77	490,08
8	18,28	439,41	23	23,14	494,20
9	18,64	443,54	24	23,53	498,63
10	18,99	447,43	25	23,96	503,47
11	19,32	451,16	26	24,44	508,90
12	19,64	454,76	27	25,00	515,21
13	19,95	458,26	28	25,69	522,97
14	20,25	461,70	29	26,63	533,61
15	20,56	465,11	30	28,37	553,23

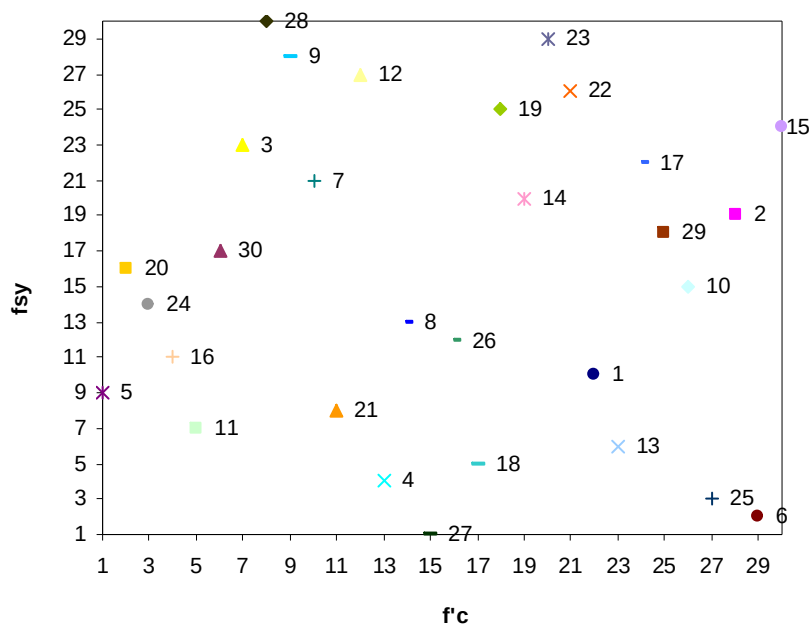


Fig. 6.18 – PT91: Representação gráfica dos resultados da aplicação do MHL

6.7.3. ÍNDICES DE FIABILIDADE E PROBABILIDADE DE RUÍNA

Depois de definidas as leis de distribuição normal dos factores de carga de Solicitação e Resistência é possível o cálculo do índice de fiabilidade e probabilidade de ruína. A representação gráfica é

conforme a que se segue nas figuras. Os valores referentes às outras quatro metodologias foram retirados de Delgado (2002).

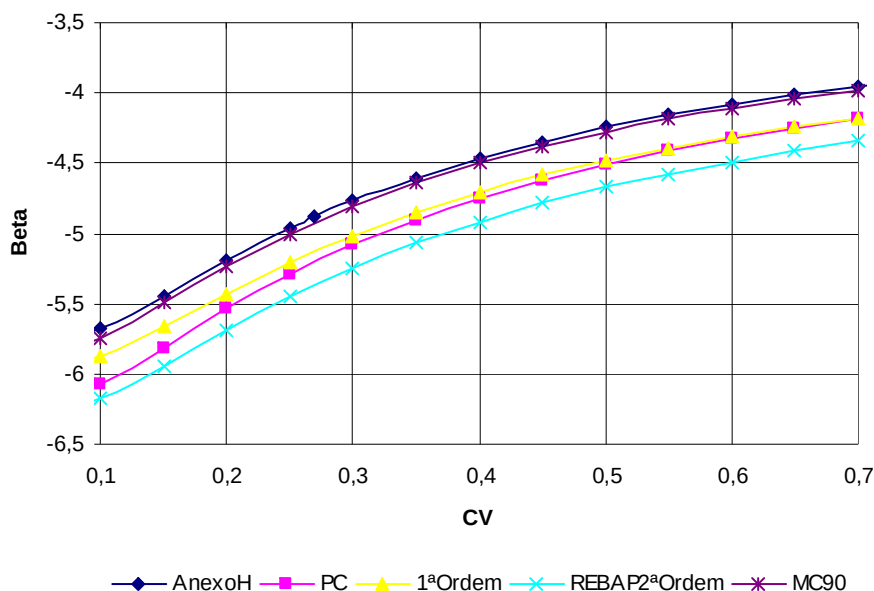


Fig. 6.19 – Comparação dos índices de fiabilidade do PT91 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

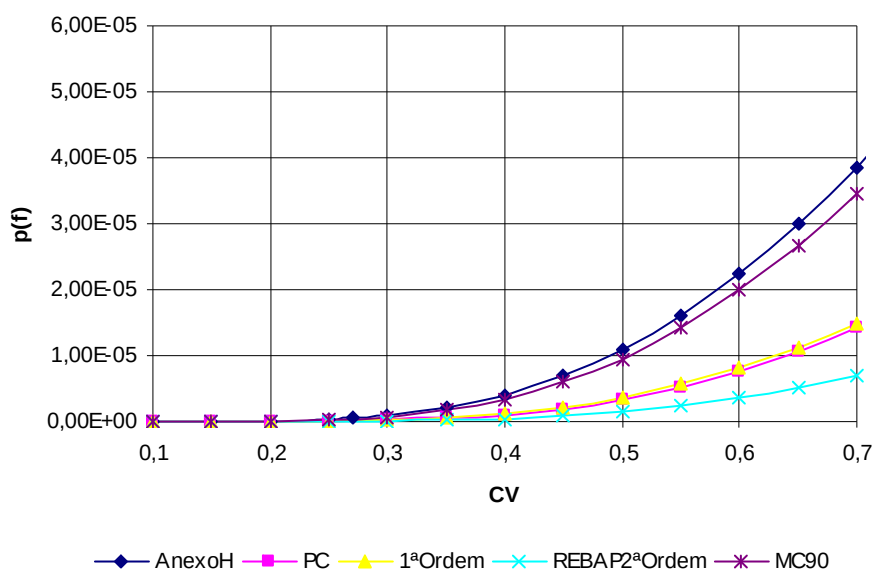


Fig. 6.20 – Comparação das probabilidades de ruína do PT91 dimensionado segundo o anexo H e outras metodologias (Delgado, 2002)

No PT91 os valores de probabilidade de ruína são inferiores a 10^{-5} para valores de CV superiores a 0,45. Este facto revela que o método do anexo H será um pouco inseguro, especialmente quando comparando com os outros formatos. Relativamente às metodologias comparativas pode dizer que

novamente o método MC90 se revela o mais inseguro enquanto que o método REBAP 2ª ordem é o mais conservativo. A metodologia proposta por Castro é praticamente coincidente com a análise de 1ª ordem.

6.8. CONCLUSÕES

Iniciou-se este capítulo apresentando qual dos métodos simplificados do EC2 e qual a opção de cálculo para as vigas e pilares se decidiu avaliar. Dado que a filosofia por detrás do método do anexo H é a mais apropriada para avaliar os efeitos de segunda para a globalidade das estruturas, optou-se por quantificar a probabilidade de ruína das estruturas dimensionadas com este método. Relativamente à hipótese de cálculo da rigidez nominal dos pilares e vigas, escolheu-se a hipótese de armaduras de primeira ordem, comprimento efectivo EC2 e secção de viga activa mais desfavorável. Assim apresentaram-se os esforços finais resultantes destas considerações.

Depois de aplicada a metodologia de verificação de segurança proposta por Delgado (2002) ao conjunto de cinco pórticos, verificou-se que nos pórticos PT41 e PT91 a curva de probabilidades de ruína revela uma solução pouco segura, afastando-se das metodologias PC e de análise de primeira ordem. Nos restantes pórticos a probabilidade de ruína é inferior 10^{-5} para a gama comum de valores de coeficiente de variação do factor de carga Solicitação, sendo a curva de probabilidade ruína muito próxima da curva de análise de primeira ordem. Este aspecto mostra que há uma clara melhoria na metodologia proposta pelo EC2, visto que anteriormente o método do EC2 era representado pela curva conservativa do REBAP 2ª ordem. Desta forma pode-se dizer que para os pórticos que são mais próximos dos edifícios correntes a metodologia do anexo H conduz a resultados realista e fiáveis.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONCLUSÕES

A nova regulamentação europeia de estruturas, o EC2, apresenta 3 métodos simplificados aos quais é possível recorrer para quantificação dos efeitos de segunda ordem: o método da rigidez nominal, o método da curvatura nominal e o método exposto em anexo, método do anexo H. O método da rigidez nominal é aplicável a pilares inseridos em estruturas, mas considerados como elementos isolados, e o método da curvatura será aconselhável a pilares efectivamente isolados, ainda que permitindo o uso em elementos verticais inseridos em estruturas de betão armado. O método do anexo H permite avaliar a estrutura na sua globalidade sendo o método mais próprio para elementos que não sejam especialmente esbeltos mas que possam experimentar efeitos de segunda ordem significativos devido a deformações horizontais.

A aplicação destes três métodos evidenciou a necessidade de melhorar e adoptar outras hipóteses que permitissem verificar de que forma a metodologia respondia a elementos mais sensíveis a efeitos de segunda ordem. Desta forma recorreram-se as quatro hipóteses cálculo para cálculo da rigidez nominal dos pilares:

- armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo EC2;
- armaduras de primeira ordem e comprimento efectivo REBAP;
- armaduras PC e comprimento efectivo EC2;
- armaduras PC e comprimento efectivo REBAP.

As conclusões que se retiram para o método da rigidez nominal são:

- quando a relação de rigidez pilar/viga não é muito elevada, o comprimento efectivo REBAP será o mais adequado especialmente em elementos em que o comprimento efectivo EC2 conduz a l_0 não realistas;
- pela facto de as armaduras PC serem superiores às armaduras de primeira ordem, a carga crítica resultante é superior e consequentemente o momento final será inferior .

Relativamente ao método da curvatura nominal pode-se concluir-se o seguinte:

- comprimentos efectivos mais elevados implicam um maior deslocamento e_2 e maior momento de segunda ordem;
- o aumento da percentagem de armadura neste método revelou-se prejudicial, resultando em momentos de segunda ordem maiores.

Tanto para o método da rigidez nominal como para o método da curvatura nominal os valores obtidos eram inferiores aos de dimensionamento de primeira ordem. Através destes resultados conclui-se que estes métodos apenas serão adequados na determinação dos efeitos de segunda ordem para estruturas contraventadas.

Para o anexo H, dada a pouca clareza do EC2 quanto à forma como considerar a rigidez dos elementos adjacentes, adoptaram-se as seguintes hipóteses:

- secção de viga activa mais desfavorável;
- secção de viga activa mais favorável;
- secção de viga mais desfavorável obtida pelos coeficientes de redução propostos por Castro (1998);
- secção de viga mais favorável obtida pelos coeficientes de redução propostos por Castro (1998).

Para cada hipótese de viga considerou-se os diferentes tipos de armaduras e os dois tipos de comprimento efectivo nos pilares. Dada a grande quantidade de resultados, estes foram apresentados sob forma gráfica em termos de erros relativos em relação à secção de viga que se mais aproximava da metodologia PC.

Pelos resultados obtidos verificou-se que estas 4 diferentes secções não se traduzem em diferenças significativas nos resultados dado que para a grande parte dos pilares nos diferentes pórticos o erro era inferior a 10%. Entre as diferentes armaduras para os elementos verticais também não se registam variações expressivas só se observando algumas diferenças notórias para alguns pilares nos diferentes comprimentos efectivos.

Verificou-se também que as diferenças entre a metodologia do anexo H e a metodologia PC podem ser bastantes dispersa de pórtico para pórtico mas mantém-se sensivelmente constante nas diferentes opções de cálculo em cada pórtico.

Sendo um dos objectivos principais deste trabalho avaliar a qualidade do método do EC2, aplicou-se o formato de segurança proposto por Delgado (2002) apenas em soluções que recorressem a este regulamento. Assim, devido à sua aplicação à globalidade da estrutura, avaliou-se o método do anexo H com armaduras de primeira ordem, comprimento efectivo EC2 e secção de vigas activa mais desfavorável. Analisando as probabilidades de ruína dos vários pórticos pode-se concluir que se trata de um método mais equilibrado e realista do que a metodologia exposta na versão anterior do EC2. Apenas para o PT41 e PT91 as curvas de fiabilidade e probabilidade de ruína se afastavam das curvas de análise de primeira ordem e metodologia PC, conduzindo a soluções menos seguras e próximas do método do MC90.

Verifica-se assim que nesta nova versão do EC2 existem mais métodos simplificados aos quais se pode recorrer para quantificar os efeitos de segunda ordem podendo assim ajustar-se às necessidades reais de projecto. Além disso há uma clara melhoria na metodologia proposta. Deixa de ser um formato extremamente conservativo e passa ser mais realista e conduzindo a níveis de segurança próximos dos envolvidos nas análises de primeira ordem.

BIBLIOGRAFIA

- Azeredo, M (1986). *Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura*. Curso sobre a nova regulamentação para o projecto de estruturas de betão, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Azeredo, M. (1994). *Método simplificado de determinação dos efeitos de 2ª ordem em estruturas porticadas de betão armado, incluindo o efeito tridimensional*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 749-759, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Bártolo, A.; Câmara, J; Vinagre, J. (1994). *Avaliação e discussão dos efeitos de 2ª ordem em edifícios*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 1-13, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Calgaro, J.A. (1996). *Introducion aux Eurocodes. Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses de L'école Nationale des Ponts e Chaussées, Paris.
- Câmara, J; Vinagre, J.; Pinto, A. (1994). *Metodologia para verificação da segurança em análises não lineares*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 373-383, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Câmara, J.; Vinagre, J. (1999). *New method for 2nd order effects evaluation in reinforced concrete portal frames*. Engineering Structures, 1061-1069, Elsevier.
- Castro, P.M.R; Delgado, R.M.; Sá, J.C. (1994). *Segurança relativamente aos estados limites de encurvadura*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 735-748, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Castro, P. M. R. P. (1998). *Modelos para análise da encurvadura em pórticos de betão armado*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Castro, P. M. R. P.; Delgado, R. M.; César de Sá, J. M. (2005). *A partial factors methodology for structural safety assessment in non-linear analysis*. Computers and Concrete, 2 (1): 31-53.
- Castro, P. M. R. P.; Delgado, R. M.; César de Sá, J. M. A. (2007). *Assessment of non-linear effects in the design of reinforced concrete frames*. (Part I – methodology). Submetido a Computers and Concrete.
- Castro, P. M. R. P.; Delgado, R. M.; César de Sá, J. M. A. (2007). *Assessment of non-linear effects in the design of reinforced concrete frames*. (Part II – Practical application). Submetido a Computers and Concrete.
- Castro, P. M. R. P.; Delgado, R. M.; César de Sá, J. M. A. *Metodologia para avaliação da segurança e dimensionamento de estruturas com comportamento não linear*.
- Castro, P. M. R. P.; Delgado, R. M.; César de Sá, J. M. A. *Accounting for Non-Linear Effects in Reinforced Concrete Frame Design Using Stiffness Reducing Factors*.
- Delgado, J.M. (1993). *Efeitos de 2ª ordem em estruturas tridimensionais*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Delgado, J.M. (2002). *Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão armado. Parte1: Regras gerais e regras para edifícios - ENV 1992-1-1. Abril 2004.

Falcão, J.; Vinagre, J. (2008). *Análise das disposições do EC2 para a avaliação dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado*. Não publicado.

Farinha, J.S.B; Farinha, M.B.; Farinha, J.P.B.; Correia dos Reis, A. (2003). *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas E.T.L., L.^{da}, Lisboa.

Ghali, A.; Neville, A.M.; Brown, T.G. (2003). *Structural Analysis, A unified classical and matrix approach, 5th Edition*. Spon Press, Londres e Nova York.

Gonçalves, T.; Delgado, J. M. (2004). *EC2- Efeitos de segunda ordem. Aplicabilidade e análises de resultados*.

Henriques, A. A. R. (1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

J. D' Arga e Lima; Victor Monteiro; Mary Mun. (1985). *Betão Armado Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Kordina, K. (1972). *Cracking and crack control*. Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. III, 721-731.

Kordina, K. (1972). *Behaviour and design of slender concrete columns*. Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. III, 555-570.

REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (1985). Empresa Nacional da Casa da Moeda, Lisboa.

Tiago de Oliveira, J. (1989). *Probabilidades e estatística. Conceitos, métodos e aplicações, Vol. I.*, McGraw-Hill, Lisboa.

Timoshenko, S.P. (1966). *Resistência dos Materiais, Vol. I*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

Vila Pouca, N. S. (1992). *Mobilidade das estruturas de betão armado a análise à encurvadura*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Westerberg, B. (2004). *Second order effects in slender concrete structures background to the rules in EC2*. KTH Civil and Architectural Engineering, Estocolmo.

