

# **MODELAÇÃO DE LIGAÇÕES SOB MOVIMENTO CÍCLICO E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GLOBAL SÍSMICO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS**

**DANIEL SILVA CASTRO**

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

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Menezes Carneiro de  
Barros

---

Co-Orientador: Professor Doutor László Gergely Vigh

Co-Orientador: Professor Doutor Nauzika Kovács

JULHO DE 2012

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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.

Para a minha família e amigos



## **AGRADECIMENTOS**

Desejo expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades envolvidas que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, em particular:

- Ao meu Orientador, Professor Carneiro Barros pelo apoio concedido em abraçar um novo desafio tanto a nível académico como pessoal, mas também pelo entusiasmo e confiança depositada no meu trabalho.
- Aos meus Co-Orientadores, Professor Vigh e Professora Nauzika pela oportunidade de explorar e aprender novas metodologias, mas também pela transmissão de conhecimentos e fornecimento de material indispensável à realização desta tese, bem como todos os esclarecimentos prestados.
- Aos alunos de doutoramento do departamento de engenharia de estruturas da Universidade de Tecnologia e Economia de Budapeste pelo afável acolhimento e fácil integração.
- Ao *Ádám Zsarnóczy*, pela disponibilidade constante na aprendizagem do programa computacional e na ferramenta de programação utilizado.
- Aos meus colegas, em especial, ao João Esteves, ao Rui Malheiro e ao Hugo Costa pela amizade e interajuda durante estes últimos anos.
- À minha família e amigos, pelo encorajamento e apoio constante.
- A todos os Professores, pela valiosa transmissão dos seus conhecimentos que me permitiram alcançar novos horizontes.



## RESUMO

O futuro da Engenharia Civil requer um contínuo estudo, tanto em áreas já existentes como inovadoras, de modo a prover aos profissionais novas soluções passíveis de melhorar o comportamento de novas estruturas, mas também de estruturas já existentes.

Tendo em conta a tese de doutoramento da Professora Nauzika, a qual foi previamente estudada, o autor seleccionou e modelou a ligação coluna-viga que apresenta um modo de rotura dúctil por encurvadura da viga, mas também a que demonstra maior plasticidade.

Pelos dados recolhidos da tese em causa foi possível a modelação local da ligação tendo em consideração dois materiais com comportamento distinto através do recurso à ferramenta de programação .tcl e a sua aplicabilidade em OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Para além disso, pelo manuseamento de diversos parâmetros o modelo foi apurado relativamente aos dados experimentais, obtendo-se uma relação final momento-rotação.

Definido o modelo local, é efectuada uma análise global sísmica através do programa Robot Structural Analysis de várias estruturas em pórtico recorrendo às regras do Eurocódigo 8 e ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes de forma a determinar o momento na zona de ligação coluna-viga e a dimensionar o pórtico em causa. Para os casos em que o momento máximo na viga em estudo foi ultrapassado, tornou-se necessário dimensionar uma nova ligação com recurso ao programa csJoint capaz de suportar o esforço exigido e com comportamento similar à definida anteriormente seguindo as regras definidas nos Eurocódigos 3 e 4.

Posto isto, a modelação global dos pórticos foi programada de forma a ser aplicada a análise *Pushover*. Com os resultados obtidos verifica-se a plasticidade pretendida das vigas na ligação com a coluna e a elasticidade dos elementos verticais. Também determina-se a *Capacity Curve* para as várias estruturas e é efectuada o cálculo do coeficiente de comportamento, “q”, o qual tem em conta a capacidade dissipativa da estrutura até ocorrer a rotura.

Finalmente pretendeu-se estudar o comportamento de uma estrutura sujeita a ação sísmica ao longo do tempo através de dados recolhidos do programa de investigação, ATC-63 Far-Field Ground Motion Set, os quais foram seleccionados da base de dados PEER NGA, num projecto financiado pela FEMA. Para este caso, volta-se a confirmar a plasticidade da zona de ligação da viga à coluna e a elasticidade das colunas.

**PALAVRAS-CHAVE:** OpenSEES, Ligação Coluna-Viga, Análise Pushover, Capacity Curve, Avaliação do Comportamento Sísmico.



## ABSTRACT

The future of Civil Engineering requires a continuous study, both in pre-existing areas as well as in innovative ones. This provides professionals new solutions in order to improve both older and newer structures.

Taking into account Professor's Nauzika Doctorate thesis, which had been previously studied, the author selected and modelled a connection beam-to-column that presents a way of ductile rupture through the beam's buckling and which also demonstrates more plasticity.

With the data gathered from the thesis the local modelation of the connection taking into consideration two materials with distinct behavior was possible to achieve, through the programming tool .tcl and its application in OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Besides that, by the handling of numerous parameters the model was improved in relation to the experimental data, finally achieving a relationship between moment and rotation.

Having defined the local model, a global analysis is done with the Robot Structural Analysis program of various selected frames using the rules of Eurocode 8 and of the "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes" in order to determine the moment in the zone of the connection beam-to-column and to dimension the respective frame. In cases when the maximum moment of the studied beam was exceeded, it became necessary to dimension a new relationship using the csJoint program, capable of withstanding the effort and with similar behavior to the one previously defined using the rules set in the Eurocodes 3 and 4.

Hereupon, the global modelation of the frames was programmed so the *Pushover* analysis could be applied. With the obtained results it becomes possible to verify the desired plasticity of the beams in relation to the columns and with the elasticity of the vertical elements. Also ascertained is the *Capacity Curve* for the various structures, and the calculation of the behaviour factor, "q", is also done, the later taking into account the dissipative capability of the structure until it ruptures.

Finally, it was intended to study the behavior of a structure subject to seismic acceleration over a certain period of time through the data collected from the research program ATC-63 Far-Field Ground Motion Set, which were selected from the PEER NGA database, in a project financed by the FEMA. In this case, yet again the plasticity of the zone through which the beam is connected to the column and that of the elasticity of the columns was confirmed.

**KEYWORDS:** OpenSEES, connection beam-to-column, Pushover Analysis, Capacity Curve, Evaluation of the Seismic behavior.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ÂMBITO DA TESE .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	3
<b>2. SELEÇÃO DE ESTRUTURA</b> .....	5
2.1. CONTEXTO .....	5
2.2. SELEÇÃO DE ESTRUTURA PARA MODELAÇÃO E ANÁLISE .....	5
2.2.1. MODELO DA LIGAÇÃO .....	5
2.2.2. MODOS DE ROTURA .....	6
2.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ANALISADAS POR NAUZIKA .....	8
2.2.4. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR NAUZIKA E SELEÇÃO DO ELEMENTO .....	11
2.2.4.1. Valores Experimentais e Diagramas Momento-Rotação .....	11
2.2.4.2. Influência do Betão de Preenchimento e do Reforço de Aço .....	14
2.2.4.3. Influência da Espessura do Banzo e da Alma .....	17
2.2.4.4. Análise e Comparação do Elemento CCF1 e CCF2 .....	18
2.2.4.5. Conclusão e Escolha do Elemento .....	19
<b>3. MODELAÇÃO E ANÁLISE</b> .....	21
3.1. CONTEXTO .....	21
3.2. SELEÇÃO DOS MATERIAIS PARA MODELAÇÃO .....	21
3.2.1. COMANDO UNIAXIAL – “PINCHING4” .....	23
3.2.2. COMANDO UNIAXIAL – “REINFORCING STEEL” .....	26
3.3. DEFINIÇÃO DO MODELO .....	32
3.3.1. PLANO DIMENSIONAL DO MODELO .....	33
3.3.2. NÓS DO MODELO .....	33
3.3.3. LIBERDADE NOS NÓS DO MODELO .....	33

3.3.4. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO .....	33
3.3.5. DEFINIÇÃO DO MATERIAL.....	36
3.3.6. DEFINIÇÃO DO ELEMENTO E RÓTULA PLÁSTICA .....	37
3.3.7. EXTRAÇÃO DE DADOS .....	37
3.3.8. PARÂMETROS DE ANÁLISE .....	37
<b>3.4. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTAÇÃO DOS MODELOS .....</b>	<b>38</b>
3.4.1. COMANDO – “ PINCHING4” .....	38
3.4.2. COMANDO – “REINFORCING STEEL” .....	50
<b>3.5. CONCLUSÕES DA MODELAÇÃO .....</b>	<b>58</b>
<b>4. ANÁLISE GLOBAL DE PÓRTICOS SELECIONADOS .....</b>	<b>59</b>
<b>4.1. CONTEXTO.....</b>	<b>59</b>
<b>4.2. PÓRTICOS SELECIONADOS .....</b>	<b>60</b>
4.2.1. PÓRTICO DE DOIS PISOS E UM VÃO .....	60
4.2.2. PÓRTICO DE DOIS PISOS E UM VÃO ADICIONADO A UM PISO E UM VÃO.....	60
4.2.3. PÓRTICO DE DOIS PISOS E DOIS VÃOS.....	61
<b>4.3. APLICAÇÃO DE AÇÕES NOS PÓRTICOS SELECIONADOS .....</b>	<b>62</b>
4.3.1. AÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS.....	62
4.3.2. AÇÃO DO VENTO.....	63
4.3.3. AÇÃO SÍSMICA .....	65
<b>4.4. DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR PARA A ANÁLISE ESTÁTICA SEM REDISTRIBUIÇÃO .....</b>	<b>65</b>
4.4.1. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO UM.....	65
4.4.2. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO DOIS .....	66
4.4.3. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO TRÊS.....	67
4.4.4. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS MÁXIMOS PARA UM PÓRTICO COM O USO DO MODELO EXPERIMENTAL CCF2.....	68
4.4.5. DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO PARA AS COLUNAS .....	69
<b>4.5. MODELAÇÃO DE UMA NOVA LIGAÇÃO VIGA-COLUNA.....</b>	<b>71</b>
4.5.1. MODELO DE CÁLCULO .....	71
4.5.2. MÉTODO DO EC3 PARA O CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA LIGAÇÃO.....	73
4.5.2.1. Modo 1: Plastificação da Chapa.....	74
4.5.2.2. Modo 2: Rotura do Parafuso e Plastificação da Chapa .....	74
4.5.2.3. Modo 3: Rotura do Parafuso .....	74

4.5.3. LIGAÇÃO MODELADA COM RECURSO À FERRAMENTA INFORMÁTICA CSJOINT .....	75
4.5.4. MÉTODO DO EC2 PARA O CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA COMPOSTA.....	77
4.5.5. MODELAÇÃO DA NOVA LIGAÇÃO .....	79

## **5. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA DE PÓRTICOS SELECIONADOS .....**

83

5.1. CONTEXTO.....	83
5.2. ANÁLISE GLOBAL ATRAVÉS DA FERRAMENTA INFORMÁTICA “ <i>OPENSEES</i> ” .....	83
5.3. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO UM.....	86
5.4. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO DOIS.....	89
5.5. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO TRÊS .....	92
5.6. PÓRTICO DOIS PISOS E UM VÃO DE 5,5M .....	94
5.7. CONCLUSÃO DA ANÁLISE .....	96

## **6. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DE PÓRTICO SELECIONADO .....**

97

6.1. CONTEXTO.....	97
6.2. ANÁLISE DA LIGAÇÃO VIGA-COLUNA .....	98
6.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA COLUNA .....	99

## **7. CONCLUSÕES .....**

101

7.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO .....	101
7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	102



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Exemplificação da experiência realizada por Nauzika.....	1
Fig.1.2 – a) Estrutura dissipativa [3]; b) Ligação estudada [3]. .....	2
Fig.2.1 – a) Ligação coluna-viga [3]; b) Modelo da ligação estudada por Nauzika [3]. .....	6
Fig.2.2 – Classificação dos modos de rotura da zona de ligação observados por Nauzika [3]. .....	6
Fig.2.3 – Modos de rotura da zona de ligação e da viga observados por Nauzika [3]. .....	8
Fig.2.4 – Ilustração das seções e elementos sujeitos a experiências por Nauzika [3]. .....	9
Fig.2.5 – Definição da classe das seções segundo o EC 4 [16].....	10
Fig.2.6 – Localização da seção de referência para determinação da relação momento-rotação [3] ....	11
Fig.2.7 – Diagramas momento-rotação para os elementos CCB [3] .....	14
Fig.2.8 – Diagramas momento-rotação para os elementos CCF [3]. .....	14
Fig.2.9 – (a) Modelo teórico da encurvadura local do banzo de uma viga de aço [14]; Modelo teórico da encurvadura local do banzo de uma viga mista [14]. .....	15
Fig.2.10 – (a) Empenamento do banzo de uma viga de aço [3]; Empenamento do banzo de uma viga composta [3]. .....	15
Fig.2.11 – Curvas envolventes CCF2 e CCF5 dos diagramas momento-rotação [3]. .....	16
Fig.2.12 – Falhas no betão dos elementos CCF2 e CCF5, a) e b) respetivamente [3]. .....	16
Fig.2.13 – Curvas envolventes CCF2 e CCF3 dos diagramas momento-rotação [3]. .....	17
Fig.2.14 – Curvas envolventes CCF3 e CCF4 dos diagramas momento-rotação. ....	18
Fig.2.15 – Curvas envolventes CCF2 e CCF1 dos diagramas momento-rotação. ....	18
Fig.3.1 – Definição do modelo “ <i>Pinching4 Uniaxial Material</i> ” [7]. .....	24
Fig.3.2 – Fatores principais e comportamento do material “ <i>Reinforcing Steel</i> ” [7]. .....	27
Fig.3.3 – Parâmetros no uso do modelo de empenamento de Gomes e Appleton (1997) [7]. .....	28
Fig.3.4 – Comportamento por encurvadura devido a variações de parâmetros com base no estudo de Gomes e Appleton (1997) [7]. .....	29
Fig.3.5 – Comportamento com a variação de parâmetros segundo Dhakal e Maekawa (2002) [7]. ....	30
Fig.3.6 – Degradação da força resistente [7]. .....	31
Fig.3.7 – Exemplos de diagramas força-deformação com a variação dos parâmetros [7]. .....	31
Fig.3.8 – Diferenciação dos processos pelo que a modelação tem de passar [7]. .....	32
Fig.3.9 – Subdivisão de funcionalidades para modelação no OpenSees [7]. .....	32
Fig.3.10 – Comando para definir a dimensão e número de graus de liberdade do modelo.....	33
Fig.3.11 – Comando para definir a localização espacial dos nós do modelo .....	33
Fig.3.12 – Comando para restringir o movimento nos nós .....	33

Fig.3.13 – Gráfico de representação dos ciclos e rotações do elemento experimental CCF2..	34
Fig.3.14 – Implementação dos parâmetros: (“ <i>dofTag</i> ”), (“ <i>nodeTag</i> ”) e (“ <i>dofTag</i> ”).	35
Fig.3.15 – Programação do procedimento para estabelecer o comportamento cíclico do material	35
Fig.3.16 – Comando para invocar a aplicação do material “ <i>PINCHING4</i> ” e parâmetros parciais	36
Fig.3.17 – Comando para invocar a aplicação do material “ <i>Reinforcing Steel</i> ” e parâmetros parciais.	36
Fig.3.18 – Comando para definir o comportamento de uma mola segundo a direção rotacional z.	36
Fig.3.19 – Exemplo e explicação teórica de uma seção definida pelo comando “ <i>zero-length element</i> ” [7].	37
Fig.3.20 – Comando para definir o carregamento de momento unitário no nó dois.	37
Fig.3.21 – Comando para definir a rotação ao longo do carregamento.	37
Fig.3.22 – Funções para definir parâmetros da análise e comando para o seu início	38
Fig.3.23 – Diagrama momento-rotação do comando “ <i>PINCHING4</i> ” e curva envolvente experimental	42
Fig.3.24 – Melhoria do diagrama momento-rotação do comando “ <i>PINCHING4</i> ” e curva envolvente experimental	42
Fig.3.25 – Alteração dos valores de “ <i>uForce</i> ” e “ <i>rForce</i> ”	44
Fig.3.26 – Influência de fatores de degradação de rigidez por descarregamento no modelo	45
Fig.3.27 – Melhoria da Fig. 3.26 com a influência de fatores de degradação de rigidez por recarregamento	46
Fig.3.28 – Melhoria da Fig. 3.27 com a influência de fatores de degradação do momento resistente.	47
Fig.3.29 – Comparação entre o modelo numérico e experimental.	48
Fig.3.30 – Comparação entre o modelo numérico e experimental com os fatores de degradação de resistência nulos.	48
Fig.3.31 – Efeito do aumento dos parâmetros de degradação de rigidez por descarregamento e comparação entre o modelo numérico e experimental	49
Fig.3.32 – Comparação de um ciclo entre o modelo numérico e o experimental	50
Fig.3.33 – Representação do aumento de rigidez do elemento CCF2 [7]	50
Fig.3.34 – Parâmetros definidores do comportamento cíclico [3]	51
Fig.3.35 – Diagrama momento-rotação do comando “ <i>Reinforcing Steel</i> ” e curva envolvente experimental CCF2	52
Fig.3.36 – Diagrama momento-rotação com a alteração dos fatores “ $\alpha$ ” e “ <i>Cd</i> ”	53
Fig.3.37 – Imposição de novos valores de “ $\alpha$ ” e “ <i>Cd</i> ”	54
Fig.3.38 – Alteração dos valores de “ $\alpha$ ” e “ <i>Cd</i> ” ao proposto na Fig. 3.37	55
Fig.3.39 – Alteração do valor de “ <i>Fy</i> ” relativamente à Fig. 3.38.	55
Fig.3.40 – Alteração do valor de “ <i>Es</i> ” e “ <i>Esh</i> ”.	56
Fig.3.41 – Alteração do valor de “ <i>Es</i> ”, “ <i>Esh</i> ” e “ <i>esh</i> ” relativamente à Fig. 3.40.	57

Fig.3.42 – Comparação entre o comportamento do modelo final e do elemento experimental CCF2..	57
Fig.3.43 – Comparação de um ciclo entre o modelo numérico “Reinforcing Steel” e o experimental...	58
Fig.4.1 – Pórtico-tipo um e planta da estrutura selecionada.....	60
Fig.4.2 – Pórtico-tipo dois.....	61
Fig.4.3 – Planta da estrutura selecionada para o pórtico-tipo dois.....	61
Fig.4.4 – Pórtico-tipo três. ....	62
Fig.4.5 – Parâmetros definidores da ação sísmica .....	65
Fig.4.6 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo um.....	66
Fig.4.7 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo dois .....	67
Fig.4.8 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo três.....	68
Fig.4.9 – Dimensões máximas de um pórtico quando aplicado o modelo experimental CCF2 nas vigas .....	68
Fig.4.10 – Diagrama envolvente de momento fletor para o pórtico selecionado.....	69
Fig.4.11 – Diagrama de força axial envolvente para o pórtico-tipo três.....	70
Fig.4.12 – Componentes que intervêm na resistência e rigidez global da ligação .....	72
Fig.4.13 – Modelo simplificado da rigidez para ligações aparafusadas [3]. ....	73
Fig.4.14 – Modelo da ligação [3] .....	74
Fig.4.15 – Geometria geral de uma ligação [3] .....	75
Fig.4.16 – Informação geral da viga e coluna modelada com apoio de “csJoint”.....	75
Fig.4.17 – Geometria, posição e descrição dos vários elementos constituintes da ligação.....	76
Fig.4.18 – Resultados obtidos com base nas equações e método exposto.....	77
Fig.4.19 – Forças internas que interagem no cálculo do momento plástico resistente. ....	78
Fig.4.20 – Modelo de cálculo para a curva envolvente de um elemento CCF2 [3]. ....	80
Fig.4.21 – Diagrama momento-rotação da nova ligação. ....	81
Fig.4.22 – Comparação dos diagramas momento-rotação da nova ligação e a anterior modelada. ....	81
Fig.5.1 – Comando para definir nós adicionais para a geração de rótulas plásticas ao nível das vigas e dos apoios .....	84
Fig.5.2 – Comando que homogeneiza os deslocamentos na direção 1 e 2 na zona das rótulas .....	84
Fig.5.3 – Comando para a criação dos elementos horizontais e verticais.....	85
Fig.5.4 – Comando para definir o comportamento na zona de ligação segundo a direção rotacionalz85	85
Fig.5.5 – Parâmetros definidores do deslocamento da estrutura .....	86
Fig.5.6 – Diagrama momento-rotação da ligação viga-coluna do piso 1 .....	86
Fig.5.7 – Diagrama momento-rotação da ligação viga-coluna do piso 2.....	87
Fig.5.8 – Diagrama momento-rotação da coluna na base.....	87

Fig.5.9 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo um .....	88
Fig.5.10 – Curva de capacidade ideal para a análise “pushover” [23].....	89
Fig.5.11 – Diagrama da rótula plástica originada no piso dois para o pórtico-tipo dois.....	90
Fig.5.12 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base. ....	91
Fig.5.13 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo dois.....	91
Fig.5.14 – Diagrama da rótula plástica originada no piso dois para o pórtico-tipo três .....	92
Fig.5.15 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base. ....	93
Fig.5.16 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo três .....	93
Fig.5.17 – Diagrama da rótula plástica originada no piso 1 e 2 para o pórtico selecionado.....	94
Fig.5.18 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base. ....	95
Fig.5.19 – Curva de capacidade para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m. ....	95
Fig.6.1 – Curva de fragilidade ao colapso e resposta da análise IDA, respetivamente [23].....	98
Fig.6.2 – Registo sísmico para o acontecimento de Northridge segundo a estação de Beverly .....	98
Fig.6.3 – Rótula plástica originada na ligação viga-coluna do piso 1. ....	99
Fig.6.4 – Rótula plástica originada na ligação viga-coluna do piso 2. ....	99
Fig.6.5 – Comportamento registado na coluna ao nível do piso 1 .....	100

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação dos modos de rotura nos elementos de ligação.....	7
Quadro 2.2 – Classificação do modo de rotura na viga.....	7
Quadro 2.3 – Características dos elementos sujeitos a experiência.....	10
Quadro 2.4 – Resultados experimentais e modos de rotura associados aos elementos.....	12
Quadro 2.5 – Seleção de dois elementos experimentais restantes.....	18
Quadro 3.1 – Lista de comandos “uniaxialMaterial”.....	22
Quadro 3.2 – Valores de rotação máxima do elemento CCF2 para os ciclos definidos até atingir o colapso.....	34
Quadro 3.3 – Valores de rotação e momento resistente da curva envolvente negativa e positiva na zona de ligação.....	39
Quadro 3.4 – Valores de momento/rotação positivos e negativos definidos para os parâmetros do comando “Pinching4”.....	40
Quadro 3.5 – Parâmetros flutuantes.....	41
Quadro 3.6 – Parâmetros de degradação da rigidez.....	41
Quadro 3.7 – Parâmetros de degradação da resistência e dissipação de energia.....	41
Quadro 3.8 – Modificação dos parâmetros flutuantes.....	43
Quadro 3.9 – Valores de rotação e momento resistente da curva envolvente negativa e positiva na zona de ligação e seleção de valores a serem a computados.....	43
Quadro 3.10 – Valores de rotação e momento resistente designados para o comando “Reinforcing Steel”.....	51
Quadro 3.11 – Valores de tangente inicial elástica e tangente inicial na fase de endurecimento.....	51
Quadro 4.1 – Comprimento de parâmetros constituintes no pórtico.....	60
Quadro 4.2 – Parâmetros utilizados para o cálculo das ações nos pórticos.....	62
Quadro 4.3 – Ação das cargas permanentes e sobrecarga para uma superfície (6*6).....	63
Quadro 4.4 – Coeficientes de pressão nas paredes.....	63
Quadro 4.5 – Parâmetros para a determinação do fator de pressão dinâmica do vento “Wk”.....	64
Quadro 4.6 – Pressão criada por ação do vento nas paredes.....	64
Quadro 4.7 – Força distribuída por coluna aplicada por ação do vento.....	64
Quadro 4.8 – Parâmetros adotados para o dimensionamento das colunas.....	69
Quadro 5.1 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para os métodos indicados.....	88

Quadro 5.2 – Valores de cálculo do fator de comportamento tendo em conta a relação dos vários métodos .....	89
Quadro 5.3 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para o pórtico indicado .....	91
Quadro 5.4 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico indicado .....	91
Quadro 5.5 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para o pórtico selecionado .....	93
Quadro 5.6 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico selecionado .....	94
Quadro 5.7 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m .....	95
Quadro 5.8 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m .....	96

## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

Abeam – Área da seção da viga

Ac – Área de betão na seção da coluna

Acol – Área da seção da coluna

As – Área de aço na seção da coluna

As – Área de tensão do parafuso

Cd – Constante de redução da força ciclicamente

Cf – Constante C Coffin-Manson

CMFatigue – Fadiga Coffin-Manson e redução de força

Ec – Módulo de elasticidade do betão

E<sub>i</sub> – Rigidez rotacional para o tempo i

E<sub>monotónico</sub> – Rigidez rotacional para um carregamento monotónico

Es – Rigidez rotacional inicial elástica para o modelo local

Esh – Rigidez rotacional no início do endurecimento

F<sub>c,fb,Rd</sub> – Força resistente da alma e do banzo da viga em compressão

F<sub>T,Rd</sub> - Valor de cálculo da resistência à tração do banzo de uma peça em “T”

F<sub>t,Rd</sub> – Força resistente de uma fila de parafusos demonstrada na equação 4.7

F<sub>t,1,Rd</sub> – Força resistente do “T-stub” equivalente de acordo com o modo 1

F<sub>t,2,Rd</sub> – Força resistente da ligação de acordo com o modo 2

F<sub>t,3,Rd</sub> – Força resistente do “T-stub” equivalente de acordo com o modo 3

F<sub>tr,Rd</sub> – Força efetiva resistente para a fila de parafusos “i”

I – Momento de inércia de uma seção

Ibeam – Momento de inércia da seção da viga

Icol – Momento de inércia da seção da coluna

M<sub>j,Ed</sub> – Momento fletor atuante na ligação

M<sub>j,Rd</sub> – Momento fletor resistente da ligação

Mpl,1,Rd – Momento resistente plástico da ligação para o modo 1

Mpl,2,Rd – Momento resistente plástico da ligação para o modo 2

Mrd – Momento fletor resistente da seção da coluna

$M_y$  – Momento fletor máximo na seção em regime elástico

$N_{rd}$  – Força axial resistente da coluna

$N_{j,Rd}$  – Força axial resistente da ligação

$V_{j,Rd}$  – Força de corte resistente da ligação

$S_{j,ini}$  – Rigidez inicial

$S_{j,sec}$  – Rigidez secante para o momento aplicado

$X_1$  – Posição do eixo neutro

$X_{G1}$  – Centro de massa da parte superior ao eixo neutro

$X_{G2}$  – Centro de massa da parte inferior ao eixo neutro

$Z_c$  – Braço entre a força de tração e a força de compressão relativa ao betão

$Z_y$  – Braço entre a força de tração e compressão do aço

$c$  – Comprimento da parte exterior do banzo de aço

$d_{min,i}$  – Deformação que define o fim do ciclo de recarregamento pelo o aumento da deformação negativa exigida

$d_{max0}$  – Deformação máxima para o ciclo em causa

$d_{max,i}$  – Deformação que define o fim do ciclo de recarregamento pelo o aumento da deformação positiva exigida

$ddi$  – Fator de degradação de rigidez por recarregamento no tempo  $i$

$def_{max}$  – Deformação positiva que define a rotura

$def_{min}$  – Deformação negativa que define a rotura

$dki$  – Fator de degradação de rigidez por descarregamento no tempo  $i$

$dfi$  – Fator de degradação da resistência no tempo  $i$

$dmgType$  – Indica o tipo de estrago (opcional: "cycle", "energy")

$eNf1, eNf2, eNf3, eNf4$  – Pontos flutuantes definidores da força na curva envolvente negativa

$eNd1, eNd2, eNd3, eNd4$  – Pontos flutuantes definidores da deformação na curva envolvente negativa

$ePf1, ePf2, ePf3, ePf4$  – Pontos flutuantes definidores da força na curva envolvente positiva

$ePd1, ePd2, ePd3, ePd4$  – Pontos flutuantes definidores da deformação na curva envolvente positiva

$equalDOF$  – Comando que homogeneiza os deslocamentos entre dois nós nas direções pretendidas

$esh$  – Deformação correspondente à tensão de início do endurecimento da peça

$eult$  – Deformação no ponto de tensão máxima

$fix$  – Comando para a computação de restrições ao deslocamento

$fsu$  – Tensão última à tração do material "Reinforcing Steel"

$fub$  – Tensão última do parafuso

$gE$  – Parâmetro para o cálculo da rigidez rotacional

gK1, gK2, gK3, gK4, gKLim – Pontos flutuantes definidores da degradação cíclica segundo a degradação da rigidez no descarregamento

gD1, gD2, gD3, gD, gDLim - Pontos flutuantes definidores da degradação cíclica para a degradação da rigidez no recarregamento

gF1, gF2, gF3, gF4, gFLim - Pontos flutuantes definidores da degradação cíclica para a degradação da força

gE – Ponto flutuante definidor da máxima energia dissipada segundo carregamento cíclico. A energia total dissipada é definida como fator multiplicado pela energia dissipada em caso de carregamento monotónico

h – Coeficiente para o cálculo do valor de tangente inicial de endurecimento

hr – Distância entre a fila de parafusos “i” e o centro de compressão

k<sub>0</sub> – Rigidez inicial para o descarregamento para o caso de não existir degradação

k<sub>i</sub> – Rigidez no descarregamento para o tempo i

k<sub>2</sub> – Constante (k<sub>2</sub>=0,9)

m – Dimensão ilustrada na Fig. 4.12

matTag – Referência ao material

n – Dimensão ilustrada na Fig. 4.12

ndf – Número de fgraus de liberdade

ndm – Dimensão do modelo

node – Comando para a computação de nós

q – Fator de comportamento da estrutura

rDispN – Ponto flutuante definidor do rácio de deformação quando o recarregamento ocorre para a deformação mínima registada no ciclo anterior (opcional: rDispP)

rDispP – Ponto flutuante definidor do rácio de deformação quando o recarregamento ocorre para a deformação máxima registada no ciclo anterior

rForceN - Ponto flutuante definidor do rácio de força quando o recarregamento ocorre para a força correspondente à deformação mínima registada no ciclo anterior (opcional: rForceP)

rForceP - Ponto flutuante definidor do rácio de força quando o recarregamento ocorre para a força correspondente à deformação máxima registada no ciclo anterior

t – Espessura do banzo da seção de aço

t<sub>c</sub> – Espessura da alma

t<sub>f</sub> – Espessura do banzo

uForceN – Ponto flutuante definidor do rácio de força desenvolvido ao longo do descarregamento desde o carregamento positivo até à mínima força correspondente a carregamento monotónico (opcional: rForceP)

uForceP – Ponto flutuante definidor do rácio de força desenvolvido ao longo do descarregamento desde o carregamento negativo até à máxima força correspondente a carregamento monotónico

$x, y, z$  – Coordenadas

$z$  – Braço do binário para a seção da coluna

$w_k$  – Fator de pressão dinâmica do vento

$\alpha$  – Constante  $\alpha$  Coffin-Manson

$\eta$  – Força efetiva

$\lambda$  – Altura efetiva da zona de compressão

$\Theta$  – Rotação da do material

$\Theta_y$  – Rotação máxima da seção em regime elástico

$\gamma$  – Coeficiente parcial

$\delta_y$  – Coeficiente  $y$  relativo ao cálculo de “ $q$ ”

$\delta_u$  – Coeficiente último relativo ao cálculo de “ $q$ ”

$\gamma_c$  – Coeficiente parcial de segurança para o betão

$\gamma_{m2}$  – Coeficiente parcial de segurança

$\gamma_s$  – Coeficiente parcial de segurança para o aço

$\delta_p$  – Coeficiente global de pressão

$\varepsilon$  – Fator que relacionada a resistência última do aço

$f_{\max 0}$  – Máxima resistência envolvente registada em caso de não existir degradação

$f_{\max i}$  – Máxima resistência envolvente registada para o tempo  $i$

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

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

$f_y$  – Tensão de cedência à tração do material “Reinforcing Steel”

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência do aço

$f_{yd}$  – Tensão de cedência do perfil de aço

EC – Eurocódigo

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ÂMBITO DA TESE

O trabalho efetuado pelo autor vem no seguimento da investigação realizada pela Professora Nauzika Kovács, um dos supervisores do presente trabalho, em cooperação entre a BME (Universidade de Tecnologia e Economia de Budapeste) e IST (Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa) referente à sua tese de doutoramento. Tal como no caso da orientadora, o autor aceitou o desafio e enveredou por uma parceria para a realização do projeto entre a BME e a FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).

A investigação da Professora Nauzika incidiu no estudo e análise de ligações de elementos de aço e elementos compostos sujeitos a movimento cíclico. Neste projeto foram desenvolvidos vários testes com base experimental de estruturas em forma de consola, tal como se visiona na Fig. 1.1, de modo a serem determinados diversos elementos que demonstram o modo de rotura, ductilidade, rigidez, deslocamento, relações momento-rotação, bem como a energia absorvida por estes. São alguns dos parâmetros estudados na tese de doutoramento. A investigação desenvolvida pela orientadora tem como base fundamental os estudos efetuados pelos respetivos orientadores da sua tese de doutoramento: S. Ádány (1994), L. Calado et al. (1994) e L. Dunai (2000), os quais focaram os seus esforços no estudo experimental e analítico de ligações aço-aço e aço-betão sujeitas a carregamentos cíclicos e monotônicos. Outros estudos realizados [1] [2] em coordenação por estes autores, mas também investigações anteriores a estas, influenciaram o trabalho desenvolvido por Nauzika.

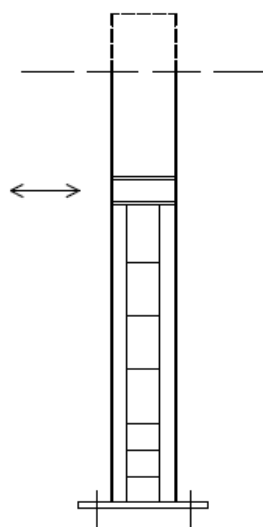


Fig. 1.1 – Exemplificação da experiência realizada por Nauzika.

Tendo em conta o trabalho desenvolvido por Nauzika, a proposta do Professor Vigh é aliciante no sentido que possibilita a continuação do projeto iniciado por esta, mas também pela investigação incidir numa área que requer não só um estudo científico aprofundado, como num futuro próximo se pode considerar a aplicabilidade em obra.

A sociedade tem vindo a exigir um nível cada vez mais elevado de segurança em estruturas edificadas. Para além disso, as estruturas do presente e do futuro cada vez mais se tornam em desafios de balanço financeiro e de engenharia civil no sentido de se quebrar barreiras que anteriormente se julgavam inalcançáveis pela capacidade humana na construção até então. Esta exigência incide de um modo particular em estruturas de interesse público dada a sua relevância para a população e país e tendo em conta as graves perdas humanas e prejuízos económicos que de um potencial colapso podem advir, portanto é imperativo a focalização de verbas e investigação nesta área. Este trabalho revela a sua importância uma vez que vem dar resposta a algumas das questões que mais preocupa os agentes envolvidos na construção.

Principalmente em regiões de elevada atividade sísmica, o estudo de estruturas com comportamento dúctil e elevada resistência, tais como, as estruturas de aço, são cruciais para diminuir as fatalidades eventualmente provocadas quando um sismo ocorre. Segundo Nauzika (2005), *“these frames can be classified as non-dissipative structures, where the energy input is carried by elastic behaviour and dissipative structures, where the energy of the seismic actions are absorbed by ductile plastic hysteretic behaviour of the structural components.”* *“The global ductility of the structure is the consequence of the local ductility of the dissipative zones”*, como ilustrado na Fig. 1.2 a), *“which are located in the joint, built up by the connecting elements and the interacting end zones of the structural element of the typical moment resisting framed structures”* [3], como demonstrado na Fig. 1.2 b).

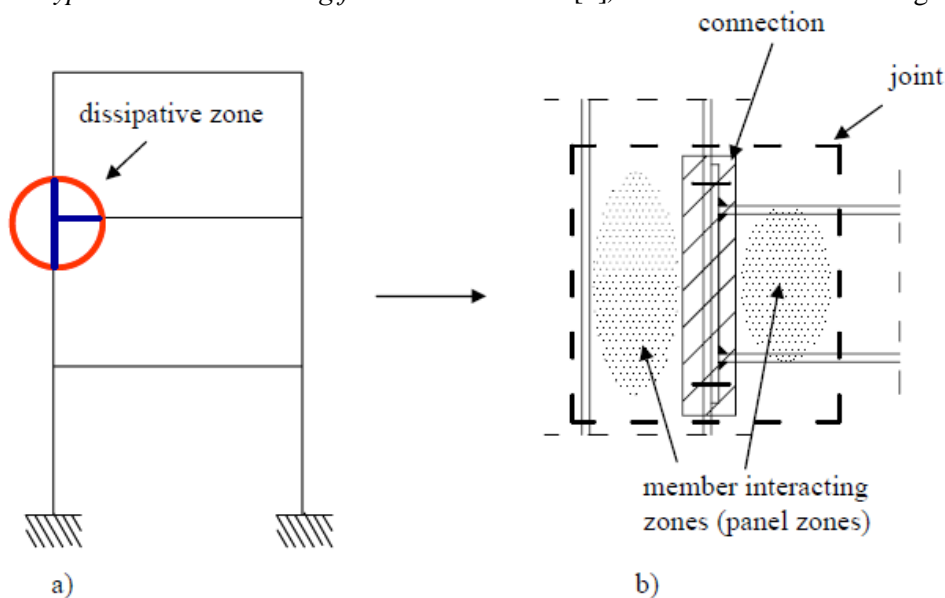


Fig. 1.2 – a) Estrutura dissipativa [3]; b) Ligação estudada [3].

O uso dos elementos estruturais investigados por Nauzika não só permitem aumentar a resistência da estrutura, como também prolongar a capacidade de deformação da ligação em causa. Através da utilização de aço e betão da forma demonstrada por Nauzika para a ligação em causa é possível aproveitar o melhor que ambos os materiais oferecem. De qualquer forma, é relevante o estudo

contínuo nesta área, nomeadamente na avaliação da interação aço-betão, uma vez que é um fator que contribui de forma preponderante para o comportamento do elemento quando sujeito a ações.

## 1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo efetuar o estudo comparativo entre os diversos modelos desenvolvidos tendo em conta a variação dos parâmetros relevantes definidores das estruturas selecionadas e a implementação de regras de dimensionamento para as referidas estruturas.

Numa primeira fase do trabalho pretende-se efetuar uma pesquisa bibliográfica sobre a tese de doutoramento e o relatório experimental desenvolvidos pela Professora Nauzika com a intenção de selecionar a viga que melhor ofereça capacidade de rotação e de resistência. Para além disso torna-se fundamental a leitura e a aprendizagem da ótica do utilizador da ferramenta informática OpenSEES [4] e a programação em linguagem .tcl [5] que posteriormente serão usadas.

Selecionada a viga, o autor pretende realizar modelos através das ditas ferramentas para a análise local do comportamento da viga, os quais foram apurados com um grau de precisão bastante apreciável, tomando em atenção a variação de determinados parâmetros para tal efeito.

De seguida, são definidas estruturas globais selecionadas pelos orientadores, as quais são modeladas através do programa Robot Structural Analysis e aplicada a análise dinâmica a estas segundo o Eurocódigo 8 de forma a determinar os esforços na estrutura e a validar a viabilidade da viga selecionada.

Por fim, pretende-se aplicar o modelo local em estruturas globais selecionadas pelos orientadores, sendo a rigidez nas vigas menor do que a respetiva nos elementos verticais. Neste sentido é efetuada dois tipos de análise: não linear estática (*pushover*) e não linear dinâmica (*time-history*). A última é definida através da base de dados: “*Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Next-Generation Attenuation (NGA)*” [6], a qual recolhe informação de sismos de elevada magnitude.

Durante a execução das várias fases do trabalho é relevante a validação e compreensão dos modelos selecionados de forma a tornar clara a sua aplicabilidade, denotando na sua resolução, a aproximação satisfatória ao caso em estudo.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho está dividido em sete capítulos que, de certa forma, refletem as várias etapas pelo que o autor passou na sua elaboração.

No Capítulo 1 (Introdução) é apresentado o contexto da tese, bem como os objetivos que se pretendem com a sua realização e uma breve descrição da mesma.

No Capítulo 2 (Seleção de Estrutura) pretende-se avançar, segundo a investigação realizada por Nauzika, para a seleção do elemento avaliado experimentalmente que melhores características oferece. Nesta tomada de decisão foi tido em conta vários fatores, tais como: o modo de rotura predominante que se pretende dúctil, o momento resistente ou a capacidade de rotação que a ligação permite. Neste capítulo é notado uma breve referência à idealização dos modelos utilizados por Nauzika, bem como, das secções modeladas e do método experimental por esta realizada.

No Capítulo 3 (Modelação e Análise Local) é realizada a conceção de modelos com características aproximadas ao elemento selecionado e estudado experimentalmente por Nauzika. Os modelos são

obtidos por via de programação em linguagem .tcl [5] e com recurso ao programa, OpenSEES (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [4] [7] desenvolvido pela *Berkeley, University of California*. Os materiais à disposição para programação são escolhidos tendo em conta as semelhanças no comportamento com o analisado na tese de doutoramento da coordenadora. Pela variação dos parâmetros definidores do respetivo material é possível diminuir o erro intrínseco relativo entre a modelação e os resultados obtidos em ambiente experimental.

No Capítulo 4 (Análise Global de Estruturas Seleccionadas com Aplicação do Modelo Local) é pretendida a modelação e análise não linear através do programa computacional “Robot Structural Analysis Professional” [8]. É dada importância ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [9] para quantificação de cargas permanentes, sobrecargas e acções atuantes nas estruturas seleccionadas, mas também, a devida atenção ao Eurocódigo 8 para determinação dos efeitos da acção sísmica. Para os casos em que a estrutura revele insuficiente capacidade resistente para o modelo local aplicado é necessário a remodelação de novas ligações que possuam maior resistência, pelo que isto deve ser realizado com o recurso à ferramenta informática ConSteel [10], mais especificamente csJoint, para o cálculo de ligações e estruturas metálicas segundo os Eurocódigos 3 e 4.

No Capítulo 5 (Análise Não Linear Estática (*Pushover*)) após consumada a aplicabilidade dos modelos locais nas estruturas pré-definidas através do programa Robot e da criação de novos modelos locais quando as situações assim o exigem, são programadas as estruturas globais, definidas anteriormente, com a mesma ferramenta usada para a modelação local. As estruturas sujeitas a análise *Pushover* na pesquisa realizada têm como condicionante o deslocamento máximo do último piso como sendo 10% da altura total do edifício. Para além disso, é realizada a análise numérica dos dados recolhidos para a determinação do comportamento estrutural global, bem como dos seus elementos constituintes.

No Capítulo 6 (Análise Não Linear Dinâmica) pretende-se, de modo similar ao realizado para o capítulo anterior, a programação e análise de uma estrutura seleccionada segundo a acção sísmica. Nesta situação a análise diferencia-se do caso anterior, pelo que se trata do ponto crítico e de maior estudo por parte do autor. A modelação fornece-se de dados recolhidos em *PEER Ground Motion Database* [6], nomeadamente dos registos sísmicos aí expostos.

No capítulo 7 (Conclusões) são apresentadas as conclusões do trabalho e, adicionalmente são concretizadas algumas sugestões com vista a possíveis trabalhos futuros dentro do tema desta tese.

# 2

## SELEÇÃO DE ESTRUTURA

### 2.1. CONTEXTO

Este capítulo é crucial para a investigação realizada. Nesta fase o autor tem por objetivo a análise dos elementos sujeitos a experiência por parte de Nauzika [3] durante a execução da sua tese de doutoramento.

Nauzika debruçou-se sobre o estudo e análise experimental de elementos estruturais sujeitos a movimento cíclico. Do ponto de vista do trabalho executado pelo autor, a investigação levada a cabo pela sua orientadora tem como finalidades relevantes: a avaliação de estruturas e ligações e a associação a estas, dos modos de rotura predominantes, bem como o estabelecimento de comparações entre os vários elementos estruturais envolvidos e a sua influência no comportamento geral da estrutura, tanto por meio de diagramas momento-rotação como por via das curvas envolventes dos respetivos diagramas.

Neste enquadramento, o autor efetua a análise dos dados recolhidos e calculados por Nauzika, no sentido de determinar a estrutura que oferece melhores condições a nível de capacidade resistente e rotacional da seção, mas também, a que, devido aos fatores envolvidos na sua constituição, associa um modo de rotura dúctil ao comportamento estrutural, evitando dessa forma o colapso frágil, o que poderia implicar resultados catastróficos.

### 2.2. SELEÇÃO DE ESTRUTURA PARA MODELAÇÃO E ANÁLISE

#### 2.2.1. MODELO DA LIGAÇÃO

Tal como referenciado anteriormente, a presente investigação é a continuação do trabalho desenvolvido por Nauzika. O seu trabalho focou-se na análise da zona de conexão de ligações aparafusadas de estruturas sob carregamento cíclico. O estudo incidiu sobre o comportamento da viga, nomeadamente na zona de interação, tal como demonstrado na Fig. 2.1 a). É de referenciar que a zona de ligação da coluna não é tida em conta para efeito dos seus estudos, pelo que ignorou os possíveis efeitos que isso poderia provocar no comportamento. Para tal facto considerou que a chapa de ligação se encontra conectada a um apoio não deformável, como se verifica na Fig 2.1 b). Do mesmo modo, o autor considerou em toda a investigação realizada a mesma assunção.

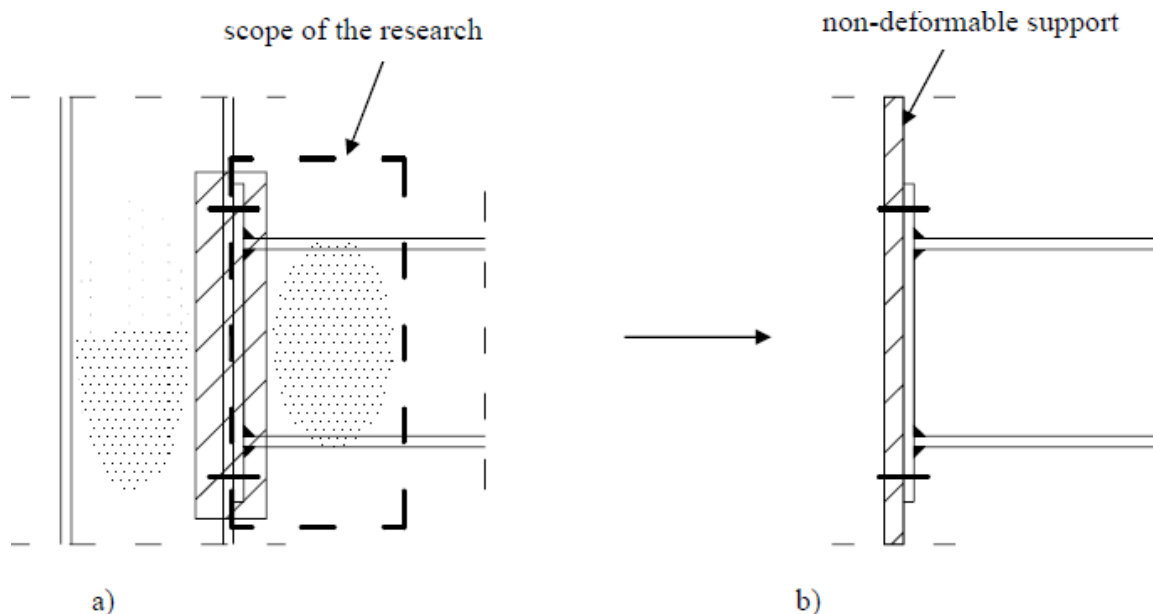


Fig. 2.1 - a) Ligação coluna-viga [3]; b) Modelo da ligação estudada por Nauzika [3].

### 2.2.2. MODOS DE ROTURA

Pela leitura da tese de doutoramento realizada por Nauzika [3] é patente o estudo e análise experimental de diversas estruturas compostas, perfil de aço com betão embutido. Dos demais elementos construídos e avaliados por esta, é possível verificar duas evidências: as diferenças a nível geométrico e a nível do comportamento estrutural. A variação dos elementos constituintes da estrutura revela-se como fundamental na determinação do modo de rotura que possui quando esta é sujeita a movimento cíclico até atingir o colapso. Segundo o método da peça tracionada equivalente em “T”, explicitado no Eurocódigo 3 [12] [13], é possível diferenciar três modos de rotura, tal como ilustrado na Fig. 2.2, tendo em conta o valor de cálculo da resistência à tração do banzo de uma peça em “T”,  $F_{T,Rd}$ .

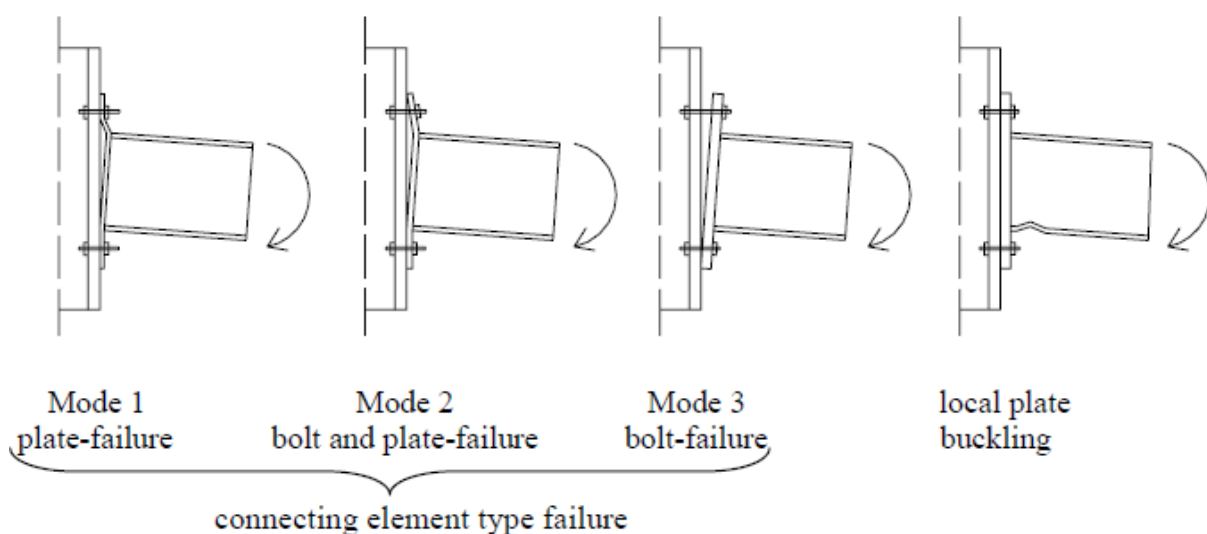


Fig. 2.2 – Classificação dos modos de rotura da zona de ligação observados por Nauzika [3].

Como é possível visualizar, os modos de rotura dominantes nos elementos de ligação subdividem-se em três categorias. O modo 1 apresenta a plastificação total da chapa de ligação sem que exista extensão dos parafusos, o que indica uma capacidade resistente bastante inferior à conseguida pelos parafusos. Em sentido inverso para o modo 3 verifica-se a extensão dos parafusos sem que exista plastificação evidente da chapa de ligação. Para o caso do modo 2, assiste-se à combinação dos modos de rotura anteriores. Quando não se verifica a falha nos elementos de ligação a rotura acontece por encurvadura local da viga, nomeadamente do banzo. Também é possível a rotura conjunta do elemento de ligação e encurvadura local da viga.

Para melhor compreensão o autor usou notação igual à utilizada pela sua coordenadora. Os modos de rotura foram classificados do seguinte modo [3] [15]:

Quadro 2.1 – Classificação dos modos de rotura nos elementos de ligação.

<b>Rotura nos elementos de ligação</b>	<i>"pure" bolt-failure - Mode 3</i>	Fig. 2.3 a)
	<i>"pure" plate-failure - Mode 1</i>	Fig. 2.3 b)
	<i>combined bolt and plate failure</i>	Fig. 2.3 c)

Quadro 2.2 – Classificação do modo de rotura na viga.

<b>Rotura na viga</b>	<i>Local plate buckling-failure</i>	Fig. 2.3 d)
-----------------------	-------------------------------------	-------------

Na Fig. 2.3 é demonstrado a associação dos modos de rotura com a classificação definida por Nauzika.



a) "pure" bolt-failure



b) "pure" plate-failure



c) combined bolt and plate-failure



d) plate buckling-failure

Fig. 2.3 – Modos de rotura da zona de ligação e da viga observados por Nauzika [3].

Pode-se afirmar que o segundo modo de rotura é o mais adequado tendo em consideração o dimensionamento de uma ligação, uma vez que o seu comportamento misto evidencia maior ductilidade quando a estrutura está sujeita a ações. Ainda assim a ligação ideal é aquela que implica uma rotura dúctil total do elemento.

Posto isto, entende-se que o modo de rotura dominante da estrutura em causa nunca deva ser por ocorrência na zona de ligação, mas sim por encurvadura local da viga, uma vez que é a forma de distanciar a estrutura de um colapso com características de rotura frágil e por contraponto ser atingido o comportamento dúctil que se pretende.

No mesmo sentido é possível relacionar o modo de rotura dominante da estrutura com o seu comportamento resistente e capacidade de rotação e deslocamento, através de gráficos momento-rotação e força-deslocamento.

### 2.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ANALISADAS POR NAUZIKA

Os elementos compostos analisados por Nauzika dividem-se em dois tipos, no entanto ambos apresentam seções em forma de “H”. Uma das tipologias é constituída a partir de uma seção HEA 200 moldada a quente com o betão preenchendo a seção entre as faces interiores dos banzos. Para além disso, no sentido de solidarizar o betão e o aço, são usados varões e estribos, os quais são soldados à viga. Assim se visualiza na Fig. 2.4 a).

O segundo grupo de vigas analisadas apresenta seções bastante similares, em termos geométricos, às seções produzidas pela tipologia anterior. No entanto, para este caso, ao invés do uso de um perfil HEA 200, foram utilizadas chapas soldadas entre si com espessuras entre os 4 mm e os 6 mm formando seções compostas mais esbeltas. Tal como no processo anterior foi usado betão para preenchimento dos espaços interiores e varões e estribos para a solidarização, como se pode verificar na Fig. 2.4 b). Na Fig. 2.4 c) verifica-se o uso de pernos em substituição dos varões e estribos usados nos elementos anteriores, o que implica um comportamento distinto do elemento. Para todas as situações os perfis são ligados a um suporte de aço indeformável por meio de uma chapa e parafusos. Ainda, os elementos são ligados à chapa por via de soldadura, a qual não tem foco no estudo realizado por Nauzika.

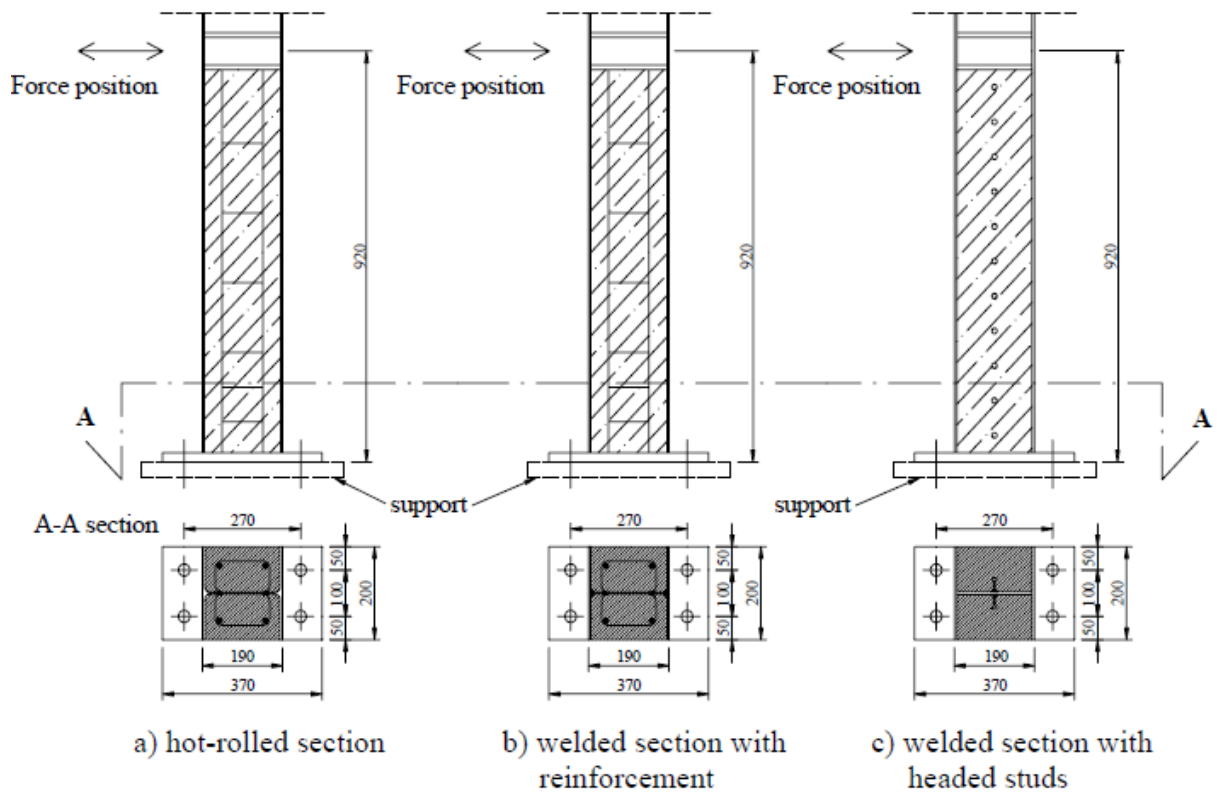


Fig. 2.4 – Ilustração das seções e elementos sujeitos a experiências por Nauzika [3].

A classe das seções é determinada tendo em conta as regras detalhadas no Eurocódigo 4 [16], tal como se demonstra na Fig. 2.5. Existem quatro classes para a definição das seções, sendo que o rácio  $c/t$  é o que determina este fator. Para além disso, “ $\epsilon$ ” é um fator que se relaciona com a categoria do aço do perfil em questão.

$$\epsilon = \sqrt{235/f_{yd}} \quad (2.1)$$

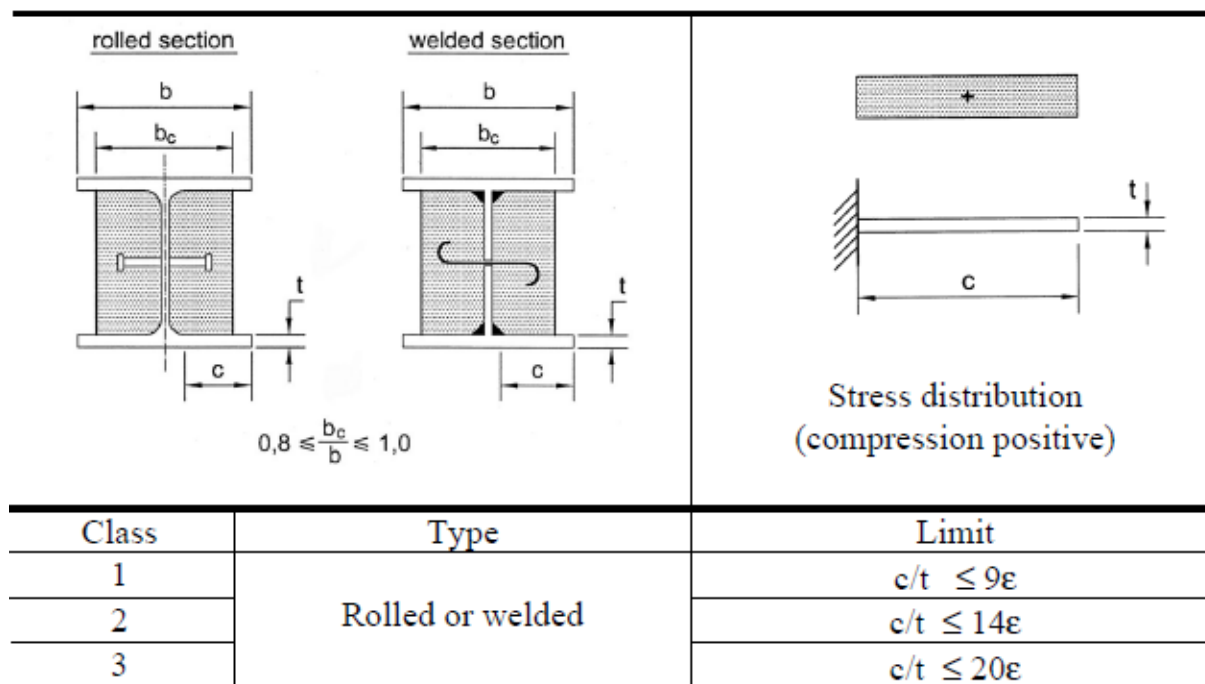


Fig. 2.5 – Definição da classe das seções segundo o EC 4 [16].

Segundo o EC4 o betão utilizado entre as faces dos banzos do perfil deve cumprir a função de não permitir a encurvadura local da alma. Esta consideração é tanto mais válida quanto melhor for realizada o reforço da seção, quer seja através de varões e estribos ou por via de pernos. O uso de betão como forma de impedir o empenamento da alma tem reflexos substanciais na capacidade resistente que a seção ostenta, como é comprovado nos testes experimentais analisados por Nauzika.

Além do referenciado, os programas experimentais estudados por Nauzika evidenciam não só a variação do perfil de aço utilizado, mas também parâmetros relevantes quanto à classe e geometria dos parafusos e chapa de ligação. Tais valores são recolhidos da tese de doutoramento de Nauzika [3] e compilados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Características dos elementos sujeitos a experiência.

Elemento	Seção	Parafuso		Espessura da Chapa (mm)	c/t		Classe EC4
		Tamanho	Tipo		Banzo	Alma	
Programa experimental CCB							
CCB1	HEA-200	M16	8.8	25	10	20,6	2
CCB1A	HEA-200	M16	10.9	25	10	20,6	2
CCB1B	HEA-200	M16	12.9	25	10	20,6	2
CCB2	HEA-200	M16	10.9	16	10	20,6	2
CCB3	soldadura I (6mm)	M16	8.8	25	15,5	28,3	4
CCB3A	soldadura I (6mm)	M16	10.9	25	15,5	28,3	4
CCB4	HEA-200	M16	8.8	19	10	20,6	2

Programa experimental CCF							
CCF1	soldadura I (6mm)	M24	10.9	30	15,5	28,3	3
CCF2	soldadura I (6mm)	M24	10.9	20	15,5	28,3	3
CCF3	soldadura I (4mm)	M24	10.9	20	23,3	43,5	4
CCF4	soldadura I (4mm)	M24	4.8	20	23,3	43,5	4
CCF5	soldadura I (6mm)	M24	10.9	20	15,5	28,3	3

O elemento CCF5 distingue-se dos demais, uma vez que não é utilizado reforço na seção. Para este caso apenas se dá o uso de pernos.

Pela visualização do quadro, imediatamente são perceptíveis as diferenças que a utilização de uma ou outra seção introduzem para a caracterização desta segundo o EC4. Adiante são documentadas as diferenças a nível do comportamento global do elemento e modo de rotura que estas mudanças introduzem, as quais são determinantes na escolha da seção para modelação.

#### 2.2.4. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR NAUZIKA E SELEÇÃO DO ELEMENTO

##### 2.2.4.1. Valores Experimentais e Diagramas Momento-Rotação

Nauzika determinou diversos parâmetros, tais como: extensão dos parafusos, deformação da base, escorregamento entre a base e a chapa de ligação e relação momento-rotação da ligação estudada. Através das experiências realizadas, os quatro fatores foram sujeitos a análise numérica, no entanto, para a investigação do autor apenas é considerado relevante os valores característicos momento-rotação de cada elemento avaliado. É importante salientar que o último parâmetro é determinado segundo uma seção de referência, tal como demonstrado na Fig. 2.6. Nauzika admite que é preferível a avaliação por esta via de modo a ser evitado resultados incoerentes devido ao empenamento dos banzos. Os resultados obtidos por Nauzika servem apenas para objeto de avaliação e seleção do elemento, pois não serão posteriormente usados na modelação.

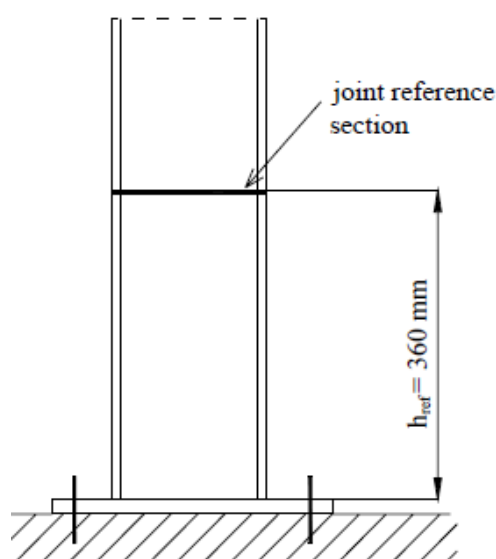


Fig 2.6 – Localização da seção de referência para determinação da relação momento-rotação [3].

Nauzika explicita as fórmulas usadas para determinação dos diversos fatores [3], nomeadamente no cálculo do momento e rotação da seção de referência. Estes fatores são calculados tendo por base os valores da força aplicada ao elemento e através de sensores colocados estrategicamente para recolha dos deslocamentos.

Com base nas fórmulas e resultados definidos por Nauzika para o cálculo dos valores do momento e rotação das seções foi possível agrupar um conjunto de fatores preponderantes para a escolha da estrutura, tal como se pode visualizar na Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Resultados experimentais e modos de rotura associados aos elementos.

Elemento para experiência	My (KN.m)	Θy (mrad)	Momento máximo (KN.m)	Rotação máxima (mrad)	Modo de rotura
CCB1	42,8	5	48,75	24,46	Parafuso
CCB2	33,5	6,2	43,45	57,36	Chapa de ligação
CCB3	47,9	9,2	52,41	38,51	Parafuso
CCB4	35,9	3,7	48,77	51,79	Parafuso + Chapa de ligação
CCF1	51,7	7,8	59,25	78,04	Empenamento
CCF2	42	9,7	54,46	86,28	Empenamento
CCF3	40,6	8,9	44,1	66,77	Empenamento
CCF4	38,8	8,2	43,9	73,68	Empenamento
CCF5	48,6	12	51,78	62,75	Empenamento

Pelos valores expostos acima é possível verificar diferenças significativas entre os elementos sujeitos a experiência “CCF” e os elementos “CCB”. De facto era já expectável que esta situação ocorresse.

Anteriormente o autor expôs (Quadro 2.3) os dados relevantes à constituição de cada elemento estudado por Nauzika. Através desses dados, é possível relacionar a rigidez da seção e a sua ligação com o modo de rotura. Para todos os casos definidos no programa experimental CCB recorreu-se ao uso de um perfil de aço HEA 200, o que comparativamente com a seção soldada utilizada no programa experimental CCF implica uma seção com maior rigidez, uma vez que o momento de inércia, “I”, é superior para esta situação. Em acréscimo, o diâmetro dos parafusos utilizados para o caso do programa CCB é da classe M16, bastante inferior à classe de parafusos M24 usados no programa CCF, o que no geral torna a ligação à estrutura de suporte mais fragilizada.

Concluindo, o programa experimental CCB foi desenvolvido com seções mais rígidas por via do uso do perfil HEA 200 e com ligações mais frágeis, pelo que a estrutura quando exposta às ações revela uma rotura frágil por colapso na zona de ligação. Por esse fator, o autor sublinha no Quadro 2.4 o programa experimental CCF como o indicado na seleção da estrutura pois é o que evidencia valores superiores de capacidade máxima de deformação da estrutura, o que indica a rotura dúctil da mesma quando sujeita a ações, tal como é indicado nos dados observados por Nauzika. Ainda assim, o autor sublinha a contribuição da chapa de ligação na ductilidade geral da estrutura, como se reflete no modo de rotura e na capacidade de rotação dos elementos CCB2 e CCB4. Para os restantes casos a baixa

ductilidade dos parafusos determina dois resultados: rotura dúctil e baixa capacidade rotativa da seção devido à impossibilidade dos parafusos alongarem demasiado.

Graficamente, Nauzika estabelece diagramas momento-rotação que expõem de forma mais compreensível os dados obtidos, evidenciando as situações acima descritas pelo autor. Através destes diagramas é possível observar o comportamento específico de cada estrutura quando sujeita a movimento cíclico. Para além disso também permite associar cada modo de rotura ao comportamento evidenciado nos gráficos. O autor usa a mesma notação referenciada nos Quadros 2.1 e 2.2.

- “pure” bolt-failure – Fig. 2.7 a), b), c), e), f);
- “pure” plate-failure – Fig. 2.7 d);
- combined bolt and plate-failure – Fig. 2.7 g);

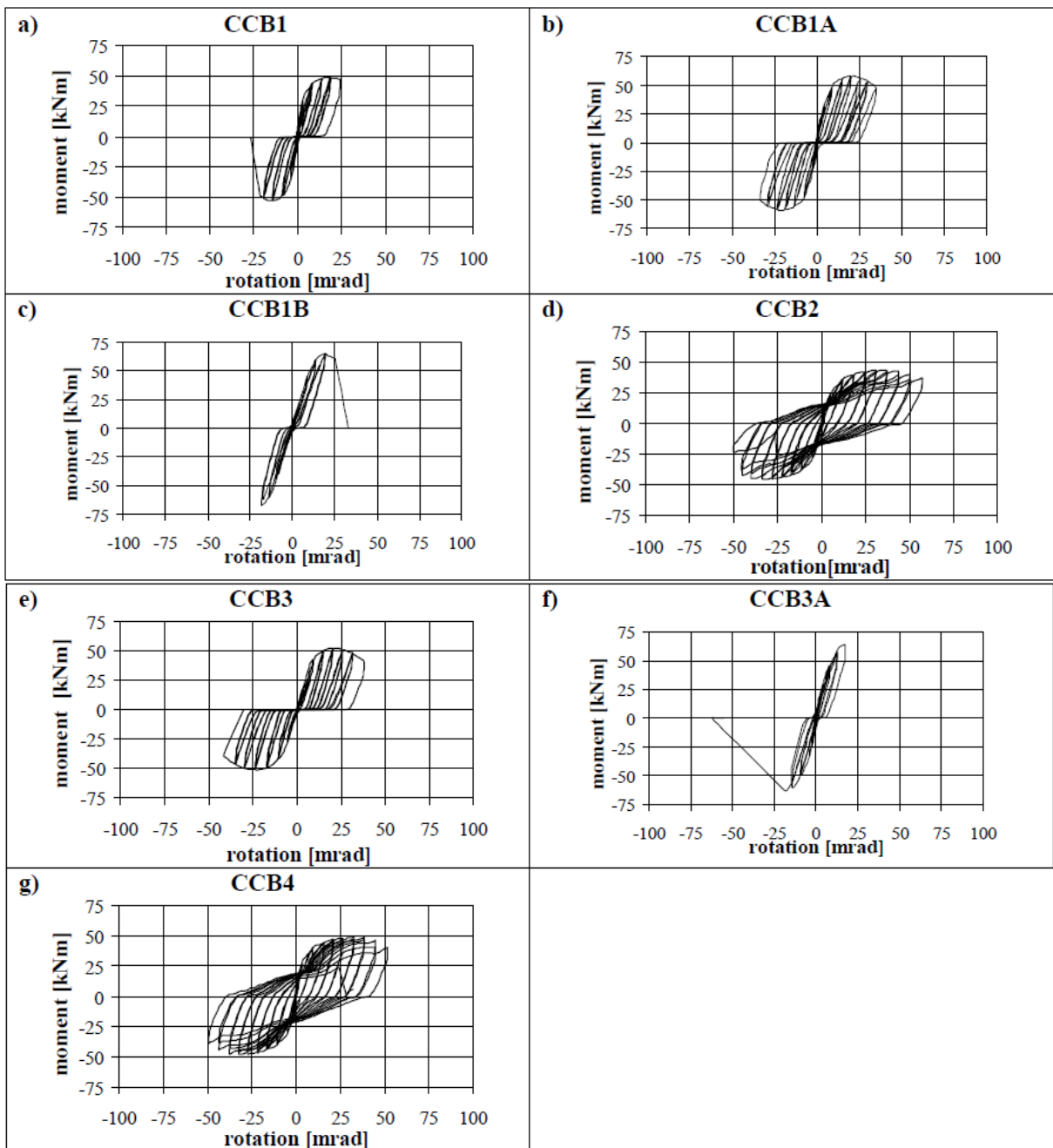


Fig 2.7 – Diagramas momento-rotação para os elementos CCB [3].

- *Local plate buckling-failure* – Fig. 2.8 a) – e);

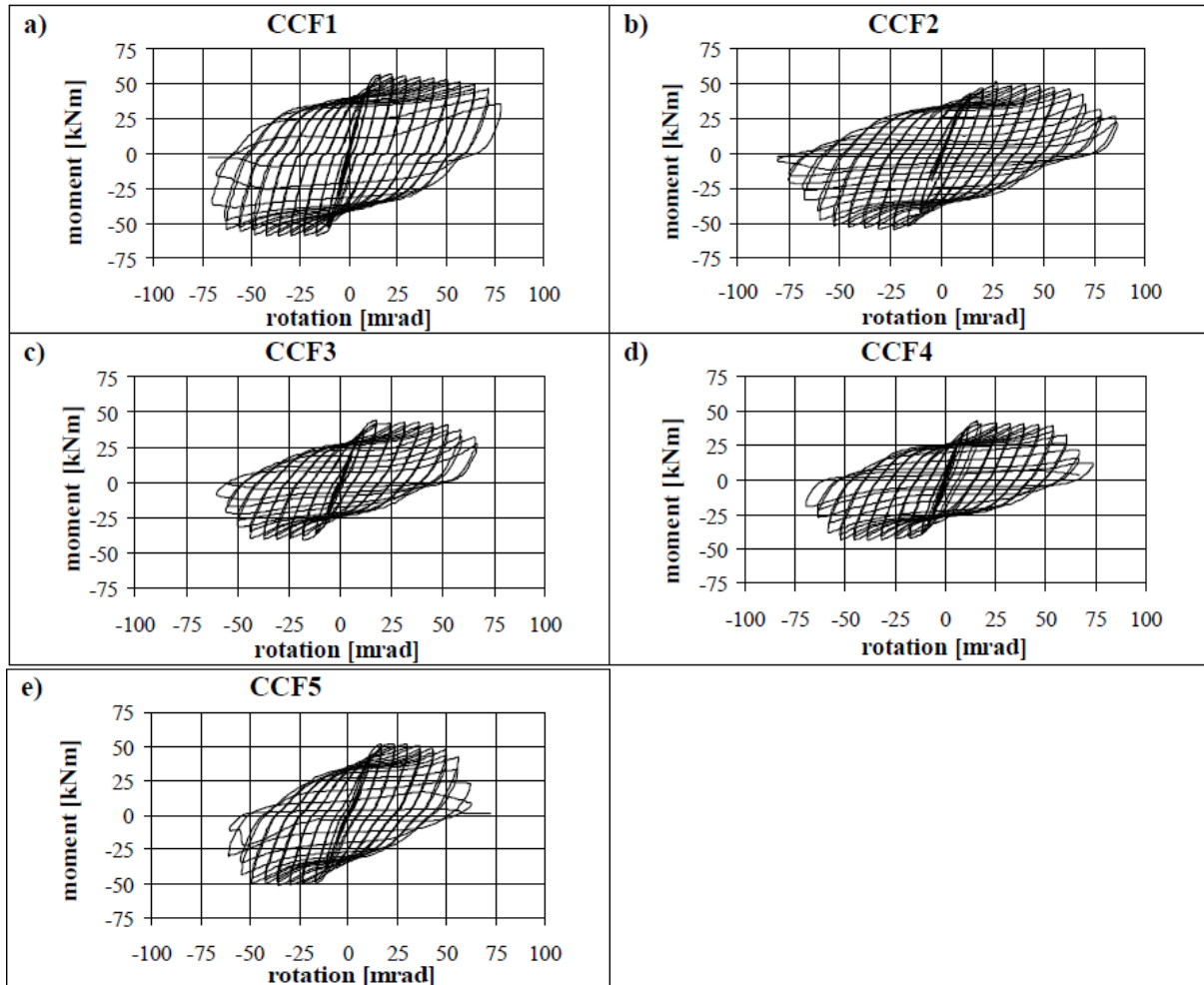


Fig 2.8 – Diagramas momento-rotação para os elementos CCF [3].

O tratamento numérico efetuado por Nauzika permitiu-lhe determinar diagramas momento-rotação que suportam os dados recolhidos. É óbvio o comportamento distinto entre os resultados obtidos do programa experimental CCF e CCB, comprovado através das Fig. 2.7 e 2.8.

A capacidade de deformação dos elementos CCF é notavelmente superior, pelo que a escolha da estrutura para posterior modelação recai sobre este teste experimental, nomeadamente entre os cinco elementos avaliados.

#### 2.2.4.2. Influência do Betão de Preenchimento e do Reforço de Aço

A constituição dos elementos CCF em sentido oposto aos elementos CCB, tal como demonstrado no Quadro 2.3, tem como finalidade a avaliação de elementos estruturais com maior capacidade de rotação e plastificação da seção. Nesse sentido todos os elementos do programa experimental CCF apresentam empenamento simétrico do banzo como modo de rotura dominante, o que é considerado

um comportamento dúctil. Ao contrário da deformação assimétrica que se sucede com perfis de aço, a mesma situação não se passa com uma estrutura composta, como se mostra na Fig. 2.9, uma vez que o betão de enchimento impede que tal resultado aconteça.

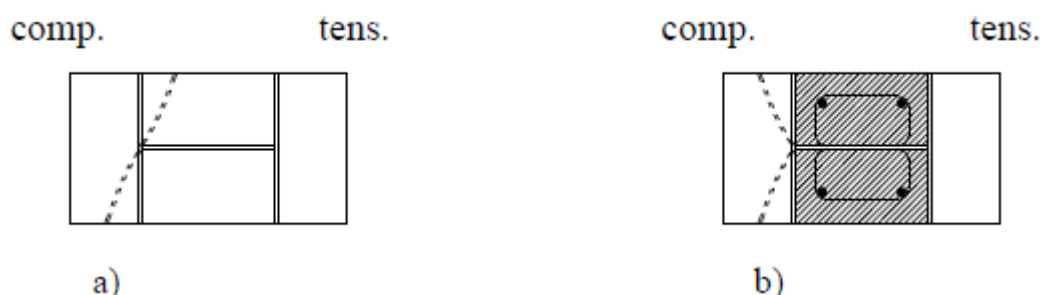


Fig 2.9 – (a) Modelo teórico da encurvadura local do banzo de uma viga de aço [14]; Modelo teórico da encurvadura local do banzo de uma viga mista [14].

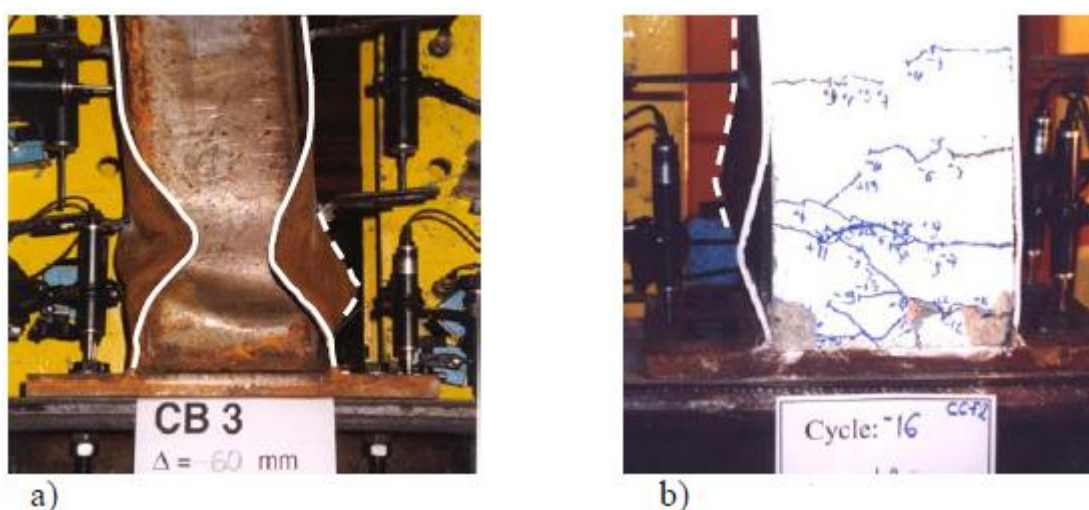
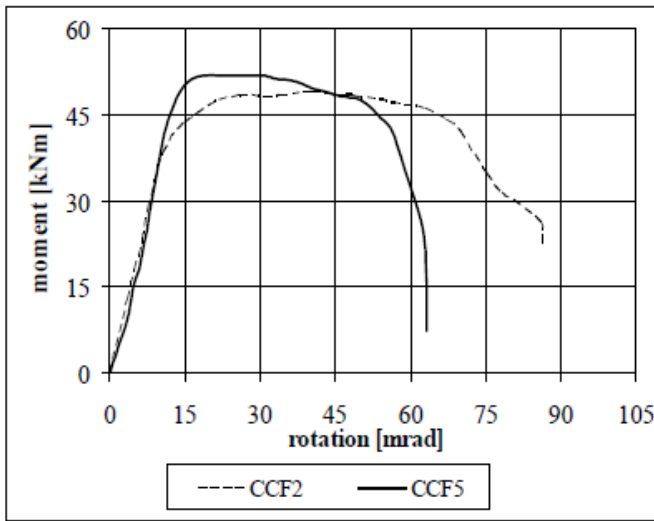


Fig 2.10 – (a) Empenamento do banzo de uma viga de aço [3]; Empenamento do banzo de uma viga composta [3].

Pelos diagramas momento-rotação das Fig. 2.8 a) – e) verifica-se uma enorme disponibilidade das estruturas para plastificar. Apesar da elevada ductilidade que os elementos denotam, não significa que exista perda imediata significativa de capacidade resistente, tal como enunciado por Nauzika [3] e visível nos diagramas da Fig. 2.8. Este facto pode ser explicado pela influência positiva do uso de varões de aço e auxílio que o betão de enchimento oferece na zona comprimida. Ainda que o perfil de aço ou o elemento constituído por chapas soldadas colapse, o reforço introduzido possui capacidade para continuar a resistir às ações. Por outro lado o betão de preenchimento da seção, para além de impedir o empenamento da alma e modificar o modo de rotura usual para o caso de um perfil de aço, também auxilia a estrutura a resistir na zona comprimida. Estes dois pormenores aumentam a capacidade global resistente da estrutura quando sujeita a ações, uma vez que introduzem benefícios em situação de compressão e tração, betão e aço respetivamente.

No entanto, é de salientar o comportamento distinto do elemento CCF5 dos restantes. O decaimento do momento resistente é superior e o diagrama indica um fenómeno de rotura frágil quando comparado com os respetivos CCF, tal como se demonstra através da Fig. 2.11.



	end-plate [mm]	bolts	composite member
CCF2	20	M24 10.9	welded I (6mm) reinforced
CCF5	20	M24 10.9	welded I (6mm) no reinforcement

Fig 2.11 – Curvas envolventes CCF2 e CCF5 dos diagramas momento-rotação [3].

Este resultado explica-se pela diferente tipologia dos elementos. Com atenção aos dados acima que se encontram detalhados na Quadro 2.3, apenas não é utilizado reforço de aço no elemento CCF5. A decisão de apenas se usar pernos para este elemento implica menor solidarização da ação resistente entre aço e betão. Tal facto determina a ocorrência de uma fissura horizontal predominante em contrapartida às fissuras de pequena dimensão resultantes no elemento CCF2, como ilustrado na Fig. 2.12.

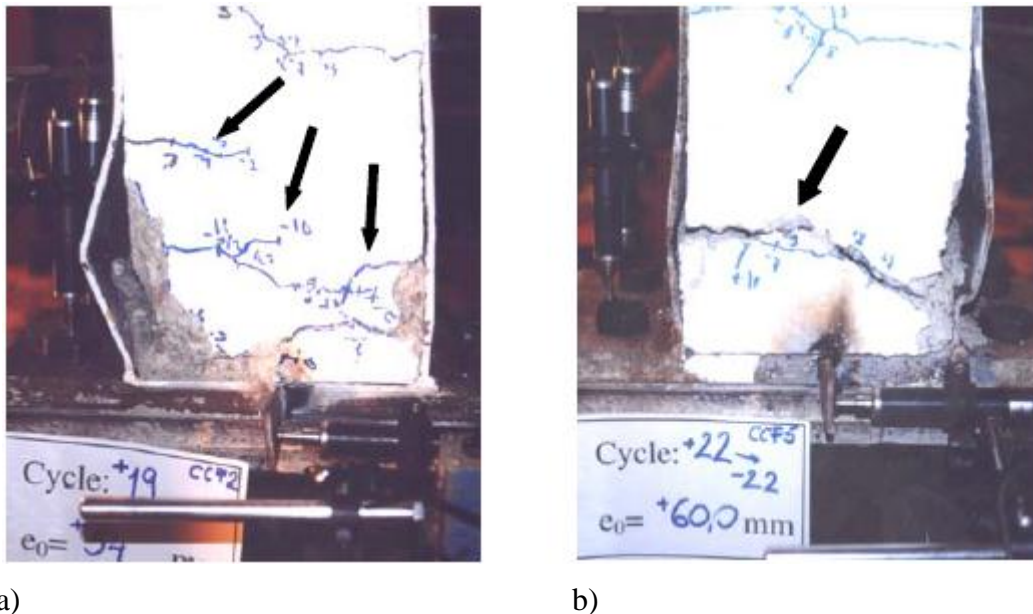


Fig 2.12 – Falhas no betão dos elementos CCF2 e CCF5, a) e b) respetivamente [3].

Por oposição ao referido anteriormente, a não utilização de varões de aço como forma de reforçar a seção, determina que após o banzo atingir a rotura a estrutura não possua capacidade extra para continuar a resistir à tração, daí o decréscimo repentino do momento resistente do elemento CCF5. Para além disso o benefício que o betão pode introduzir, apenas funciona quando a falha é fechada, o que tendo em conta a Fig. 2.12 b) revela-se de maior dificuldade quando comparado com a Fig. 2.12 a).

Concluindo e em linha com o descrito, o autor exclui o elemento CCF5 para a fase de modelação.

#### 2.2.4.3. Influência da Espessura do Banzo e da Alma

Por via dos valores do Quadro 2.4 dos restantes elementos CCF sujeitos a estudo, Nauzika compara duas estruturas similares, CCF2 e CCF3, apenas diferindo na espessura de chapa usada nos banzos e alma., tal como se verifica na Fig. 2.13.

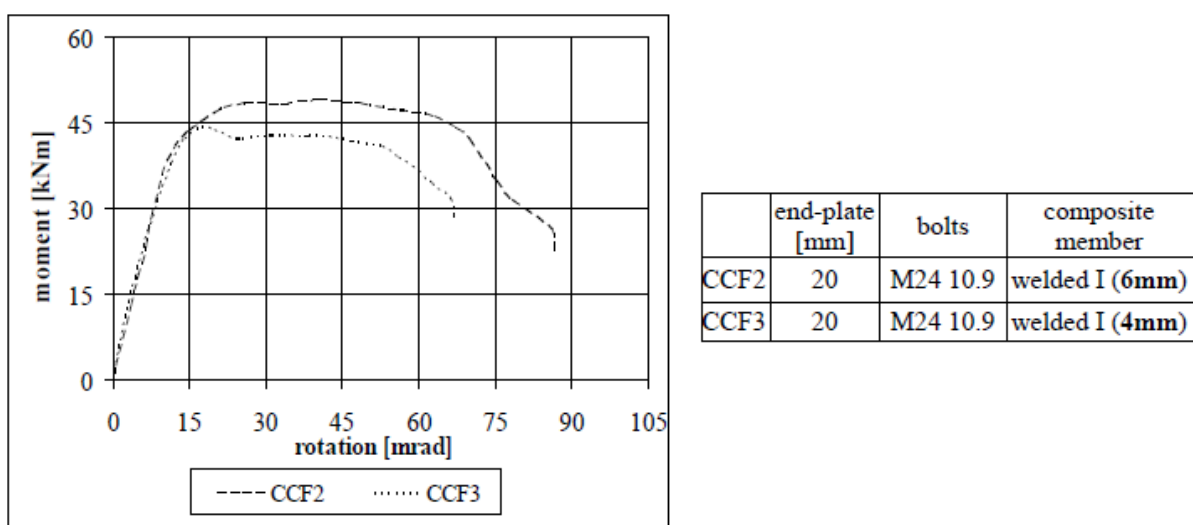


Fig 2.13 - Curvas envolventes CCF2 e CCF3 dos diagramas momento-rotação [3].

Segundo o Quadro 2.4, os elementos são de classe 3 e 4, respetivamente CCF2 e CCF3. A diminuição da espessura das chapas soldadas tem bastante influência na capacidade resistente da seção, como se vê pela análise da Fig. 2.13. O comportamento do elemento CCF3 era expectável, uma vez que a inércia da seção é inferior em comparação com o elemento CCF2 devido à redução da espessura. Contudo o comportamento em si é similar com o congénere, principalmente no trecho elástico, pois ambos possuem a ligação realizada de igual forma. Além disso, excluindo a diferente capacidade resistente, ambos apresentam um comportamento dúctil por via da encurvadura local simétrica do banzo.

O autor negligencia o estudo do elemento CCF4, pois o seu comportamento bastante semelhante a CCF3 indica que tanto o elemento CCF3 e CCF4 não são elegíveis para a modelação, tal como demonstrado na Fig. 2.14.

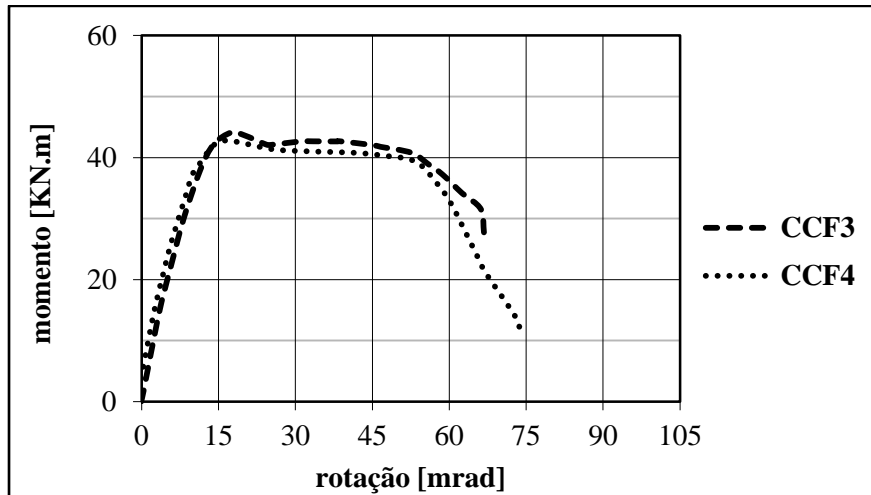


Fig. 2.14 – Curvas envolventes CCF3 e CCF4 dos diagramas momento-rotação.

#### 2.2.4.4. Análise e Comparação do Elemento CCF1 e CCF2

Por via das conclusões expostas e dos valores do Quadro 2.4 dos restantes elementos CCF sujeitos a estudo, o autor esquematiza a capacidade máxima de rotação e resistência que cada elemento aufere no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Seleção de dois elementos experimentais restantes.

Elemento experimental	Momento máximo (KN.m)	Rotação máxima (mrad)
CCF1	59,25	78,04
CCF2	54,46	86,28

Pela análise dos dados do Quadro 2.5, Fig. 2.8 a) e b) e Fig. 2.15 é possível concluir certas ilações.

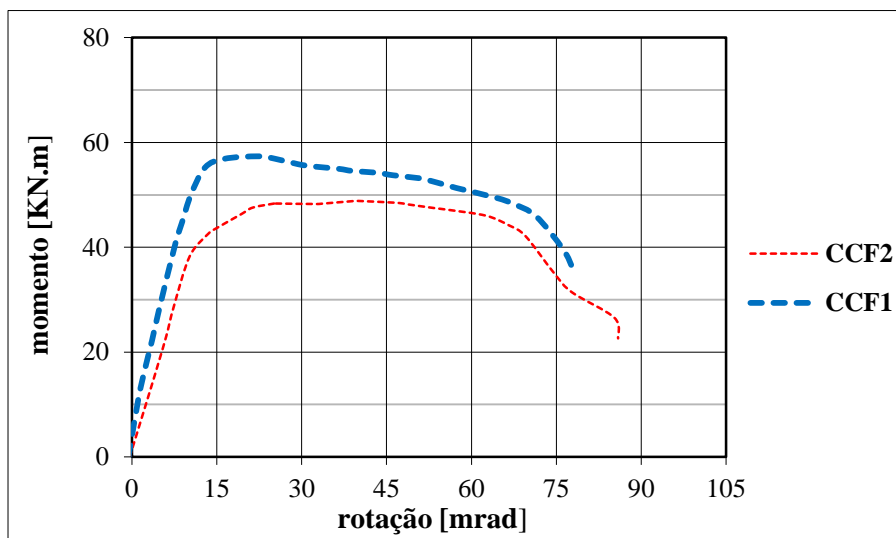


Fig. 2.15 – Curvas envolventes CCF2 e CCF1 dos diagramas momento-rotação.

Pela revisão do Quadro 2.3, o único elemento diferenciador nas duas estruturas é a espessura da chapa de ligação. Para o caso do elemento CCF1 a espessura da chapa é de 30mm, ao passo que na situação CCF2 é de apenas 20mm. Esta diferença impõe uma ligação mais rígida do elemento CCF1 à estrutura de suporte, o que implica um valor de resistência máxima de 59,25KN.m superior ao caso CCF2. Para além disso, a ligação mais rígida evidencia uma rigidez superior na fase elástica, provocada pela diferença na espessura da chapa.

No entanto, a alteração deste parâmetro, para o caso CCF1, não origina o aumento da capacidade de rotação da seção. Pelo contrário, o elemento CCF2 é o que evidencia maior capacidade para plastificar com uma rotação máxima da seção de 86,28mrad.

Os resultados demonstram que o aumento da espessura da chapa tem como resultado final um maior momento resistente da seção, como era esperado, no entanto, a ligação mais rígida não permite atingir rotações tão elevadas. O aumento de resistência é inferior a 9%. No caso do elemento CCF2 a rotação máxima da seção é superior em cerca de 11% relativamente ao congénere.

#### 2.2.4.5. Conclusão e Escolha do Elemento

Tendo em conta que a investigação deste tipo de elementos tem por objetivo a sua utilização em zonas de elevada sismicidade e suscetíveis a ações dinâmicas, o autor toma como preponderante o parâmetro de rotação máxima, pelo que a escolha recai sob o elemento estrutural CCF2. A escolha é tomada não só pela diferença significativa de acréscimo de rotação permitida, mas também pela semelhança na capacidade resistente ao caso CCF1.



# 3

## MODELAÇÃO E ANÁLISE LOCAL

### 3.1. CONTEXTO

Após efetuar a pesquisa da tese de doutoramento de Nauzika [3] com vista a selecionar o teste experimental com melhores características comportamentais, e portanto mais adequado ao estudo e finalidades pretendidas, são sugeridos neste capítulo elementos com base em dois materiais programáveis escolhidos da plataforma OpenSees [7], os quais denotam comportamentos válidos quando comparados com a estrutura experimental selecionada no capítulo anterior e que por isso conseguem descrever perfeitamente uma situação real e que atesta a aplicabilidade dos modelos numa estrutura global. Por este meio se alcança uma análise realista e com um maior nível de precisão para a adaptação do modelo experimental a um ambiente mais prático.

O recurso à ferramenta de programação .tcl e o acesso livre ao programa computacional, OpenSEES, desenvolvido pela University of California, Berkeley, é de extrema importância, pois permitiu ao autor a modelação de tais materiais com características semelhantes ao elemento experimental CCF2.

Nesta fase do trabalho pretende-se efetuar um estudo comparativo entre o modelo experimental e os desenvolvidos com o apoio de programação. A variação de certos parâmetros permite ao autor apurar e diminuir o erro entre os resultados experimentais dos diagramas momento-rotação CCF2 anotados por Nauzika e os obtidos através da computação e geração gráfica da base de dados originada pela análise local.

O programa OpenSees revela ser de grande utilidade na medida em que é uma ferramenta orientada para o estudo e análise dos elementos analisados por Nauzika. Tal como diversos programas, o utilizado pelo autor por via da programação, para além de ser possível computar as necessidades básicas ao modelo de uma estrutura, tais como: restrição dos deslocamentos, dimensões da estrutura, análise dimensional ou criação de nós, transversal à generalidade das ferramentas informáticas que se focam na análise de estruturas, também permite programar materiais, seções e elementos de modo mais complexo de forma a se obter os resultados com maior nível de rigor e gerando confiança no utilizador, uma vez que o erro inerente é menor.

### 3.2. SELEÇÃO DOS MATERIAIS PARA MODELAÇÃO

Tendo em vista a modelação e a análise local de materiais com características semelhantes ao elemento CCF2 desenvolvido por Nauzika, o autor recorre, sobretudo ao tutorial disponível para o auxílio na programação varia [7], mas também à ferramenta de apoio online da fonte livre OpenSeesWiki [17].

Pelo tutorial é perceptível a distinção entre dois tipos de comandos possíveis para a modelação:

- “*Uniaxial Materials*”;
- “*Multidimensional/nD Materials*”;

Os “materiais” disponíveis na plataforma OpenSEES não representam a palavra material no seu sentido físico e realista, mas sim comandos que permitem modelar comportamentos das seções, ligações, entre outras partes das estruturas.

O comando “*uniaxialMaterial*” tem por objetivo o estudo da relação tensão-deformação ou força-deslocamento na direção de um eixo. Por outro lado, o comando “*nDMaterial*” implica a representação de relações tensão-deformação e força-deslocamento em pontos de integração de elementos contínuos.

Para a situação que o autor define, o estudo segundo o comando “*uniaxialMaterial*” é o aconselhado, uma vez que este pretende efetuar uma análise local em apenas uma direção com ênfase no estudo da relação momento-rotação que os materiais selecionados permitem, sendo que é fundamental apurar os resultados numéricos idealizados através da ferramenta informática aos fornecidos por Nauzika no caso do elemento experimental CCF2.

A plataforma OpenSEES disponibiliza os mais variados materiais da gama do comando anteriormente escolhido, tal como é exposto no Quadro 3.1. Atendendo à notação existente na plataforma, o autor mantém o mesmo formato em inglês uma vez que é o utilizado para posterior programação do material selecionado.

Quadro 3.1 – Lista de comandos “*uniaxialMaterial*”.

Comando “ <i>uniaxialMaterial</i> ”
Elastic
Elastic-Perfectly Plastic
Elastic-Perfectly Plastic Gap
Elastic-No Tension
Parallel
Series
Hardening
Concrete01 - Zero Tensile Strength
Concrete02 - Linear Tension Softening
Concrete03 - Nonlinear Tension Softening
Steel01
Steel02 - Giuffré-Menegotto-Pinto Model with Isotropic
Strain Hardening
Hysteretic

Viscous
BARSLIP
Bond_SP01
Reinforcing Bars
Concrete04 - Popovics Concrete Material
Fatigue
Limite State
PINCHING4
Py Tz Qz Uniaxial
Reinforcing Steel

Desde materiais que analisam o comportamento estrutural do betão, a fadiga, a interação solo-estrutura, o comportamento do aço, entre outras tantas hipóteses, é possível a execução de uma análise com um material específico para cada situação que o utilizador enfrente. No entanto, é de todo importante realçar o facto da necessidade de contínua investigação, no sentido de serem alcançados mais e melhores modelos por via dos materiais escolhidos que demonstrem o comportamento estrutural que os utilizadores identifiquem como sendo o melhor para a modelação pretendida, de forma a ser obtido um erro mínimo nesta fase. Tal erro perpetua-se por toda a investigação em que os modelos estejam envolvidos, pelo que fica patente a extrema importância da seleção de materiais com a garantia de qualidade na obtenção de resultados futuros, por forma a aumentar a confiança do utilizador nos valores obtidos.

Das várias hipóteses de escolha o autor selecionou dois comandos para a sujeição à análise local: “*PINCHING4 Material*” e “*Reinforcing Steel Material*”. A escolha destes comandos prende-se fundamentalmente com o comportamento similar que evidenciam quando comparados com o elemento experimental CCF2, mas também pelo facto de os restantes materiais não se enquadrarem na área de estudo do elemento CCF2 [7]. Ainda de referir que o aumento da rigidez após um patamar de cedência por via do fecho das fissuras evidente no gráfico momento-rotação do elemento CCF2 é passível de ser modelado através do comando “*PINCHING4*”, pelo que é uma mais-valia a utilização deste material e fator determinante para a modelação da curva típica de cada ciclo. No caso do comando “*Reinforcing Steel*”, a criação deste tipo de curva é dificultado uma vez que o modelo segue o comportamento normal de uma estrutura de aço reforçado, o qual não é exatamente igual ao registado pelo elemento CCF2, no entanto, importa salientar que o objetivo de maior relevância é evidenciar o comportamento da curva envolvente dos gráficos momento-rotação e por esse facto pode-se concluir que é possível alcançar resultados satisfatórios.

No caso da investigação inerente ao trabalho desenvolvido pelo autor, as principais finalidades na escolha dos materiais referenciados acima, não é apenas pela semelhança dos resultados experimentais e os obtidos numericamente por via da modelação realizada, mas também pela necessidade, que o autor entende ser relevante, do alargamento da análise de forma a ser possível estabelecer comparações entre ambos.

De seguida o autor expõe e explícita os vários fatores que determinam a qualidade dos modelos pretendidos e a sua preponderância no comportamento que os ditos materiais demonstram.

### 3.2.1. COMANDO UNIAXIAL – “PINCHING4”

A utilização deste comando acontece para a modelação de um material uniaxial de modo a representar a alteração especificada anteriormente na resposta força-deformação e a degradação da resistência e rigidez quando atuam carregamentos cíclicos. Tendo em conta o elemento sujeito a experiência, CCF2, e a observação cuidada do comportamento estrutural momento-rotação que se evidencia na Fig. 2.8 b), é possível confirmar com um certo grau de confiança que o material escolhido pode ser definido com um elevado nível de proximidade para com o elemento seleccionado, tal como se verifica na Fig. 3.1. Tal como referenciado anteriormente, o comportamento registado a cada ciclo do gráfico momento-rotação do elemento CCF2, também pode ser visionado recorrendo à utilização do comando “PINCHING4”, tal como se realiza na figura seguinte.

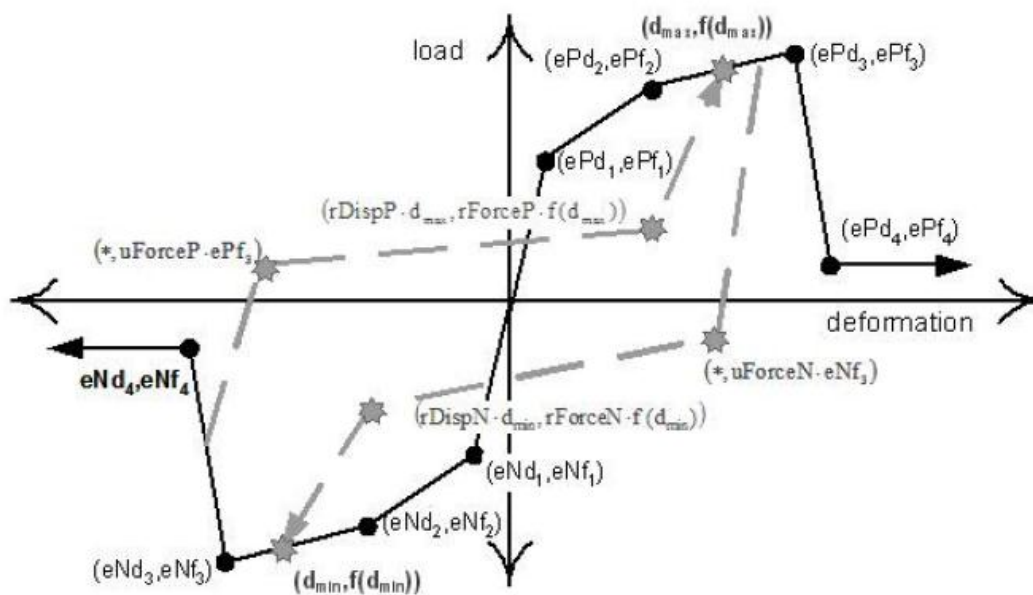


Fig 3.1 – Definição do modelo “Pinching4 Uniaxial Material” [7].

Assim como descreve o “OpenSEES Comand Language Manual” [7], a degradação cíclica da força e da rigidez ocorre de três formas possíveis: degradação da rigidez sob descarregamento, degradação da rigidez sob recarregamento e degradação da força ao longo dos ciclos.

Segundo o modelo base do material em estudo explícito na Fig. 3.1, o desenvolvimento da curva típica durante cada ciclo, evidenciando o comportamento com relativo grau de semelhança ao revelado pelo elemento experimental CCF2. Para além disso é possível observar diversos fatores referentes ao modelo com predominância no comportamento do material seleccionado que se fazem notar no gráfico momento-rotação do elemento CCF2, tais como: a deterioração da rigidez no descarregamento e carregamento e a degradação da resistência. O autor de seguida expõe o fundamento de cada um deles:

- ePf1, ePf2, ePf3, ePf4 – pontos flutuantes definidores da força na curva envolvente positiva;
- ePd1, ePd2, ePd3, ePd4 – pontos flutuantes definidores da deformação na curva envolvente positiva;
- eNf1, eNf2, eNf3, eNf4 – pontos flutuantes definidores da força na curva envolvente negativa;
- eNd1, eNd2, eNd3, eNd4 - pontos flutuantes definidores da deformação na curva envolvente negativa;

- rDispP – ponto flutuante definidor do rácio de deformação quando o recarregamento ocorre para a deformação máxima registada no ciclo anterior;
- rForceP - ponto flutuante definidor do rácio de força quando o recarregamento ocorre para a força correspondente à deformação máxima registada no ciclo anterior;
- uForceP – ponto flutuante definidor do rácio de força desenvolvido ao longo do descarregamento desde o carregamento negativo até à máxima força correspondente a carregamento monotónico;
- rDispN – ponto flutuante definidor do rácio de deformação quando o recarregamento ocorre para a deformação mínima registada no ciclo anterior (opcional: rDispP);
- rForceN - ponto flutuante definidor do rácio de força quando o recarregamento ocorre para a força correspondente à deformação mínima registada no ciclo anterior (opcional: rForceP);
- uForceN – ponto flutuante definidor do rácio de força desenvolvido ao longo do descarregamento desde o carregamento positivo até à mínima força correspondente a carregamento monotónico (opcional: rForceP);

O modelo assume que a rigidez e a resistência se deterioram ao longo do tempo em que o elemento é sujeito a carregamento. O autor por forma a explicar a degradação da rigidez no descarregamento e recarregamento e a deterioração da resistência evidencia as fórmulas [7] que de facto dão origem aos comportamentos que posteriormente são ilustrados nos diagramas momento-rotação.

Equação para o cálculo do fator de degradação da rigidez durante o processo cíclico de descarregamento:

$$k_i = k_0 \times (1 + dk_i) \quad (3.1)$$

- $k_0$  – rigidez inicial para o descarregamento para o caso de não existir degradação;
- $k_i$  – rigidez no descarregamento para o tempo  $i$ ;
- $dk_i$  – fator de degradação de rigidez por descarregamento no tempo  $i$ ;

Equação para o cálculo do fator de degradação da rigidez durante o processo cíclico de recarregamento:

$$d_{max,i} = d_{max,0} \times (1 + ddi) \quad (3.2)$$

- $d_{max,0}$  – é a deformação máxima para o ciclo em causa;
- $d_{max,i}$  – deformação que define o fim do ciclo de recarregamento pelo o aumento da deformação exigida;
- $ddi$  – fator de degradação de rigidez por recarregamento no tempo  $i$ ;

Equação para o cálculo do fator de degradação da resistência durante o processo cíclico:

$$f_{max,i} = f_{max,0} \times (1 + df_i) \quad (3.3)$$

- $f_{max,0}$  – máxima resistência envolvente registada em caso de não existir degradação;
- $f_{max,i}$  – máxima resistência envolvente registada para o tempo  $i$ ;

- dfi – fator de degradação da resistência no tempo i;

Os fatores de degradação, ddi, dfi e dki, são definidos tendo em consideração a influência do deslocamento ao longo do carregamento e da acumulação de energia. Em consideração da situação em causa, os parâmetros de degradação são calculados com base nas seguintes equações:

$$dki = (gK1 \times (dmax)^{gK3} + gK2 \times \left( \frac{Ei}{E_{monotónico}} \right)^{gK4}) \leq gKLim \quad (3.4)$$

Os parâmetros gK1, gK2, gK3, gK4 e gKLim são valores relevantes que definem o fator dki, ou seja, a degradação da rigidez por descarregamento. Os fatores ddi e dfi são calculados de igual forma, recorrendo ao uso da equação 3.4, no entanto utiliza-se os parâmetros gD1, gD2, gD3, gD4, gDLim e gF1, gF2, gF3, gF4, gFLim, respetivamente para a contabilização de ddi e dfi.

O fator dmax é o valor máximo calculado entre a divisão de dmax.i, a deformação positiva que regula o fim do ciclo de recarregamento e def max, a deformação positiva que define a rotura ou a divisão de dmin.i, a deformação negativa que define o fim do ciclo de recarregamento e def min, a deformação negativa que estabelece o colapso. A equação 3.5 [7] explícita o referido.

$$dmax = \max\left(\frac{dmax.i}{def_{max}}; \frac{dmin.i}{def_{min}}\right) \quad (3.5)$$

A rigidez rotacional é demonstrada da seguinte forma na equação 3.6 [7]. A rigidez do material tem por condição a relação do momento resistente com a rotação que permite gerar. A rigidez de um material para o tempo i é igual ao integral da rigidez segundo a história do carregamento.

$$Ei = \int dE \quad (3.6)$$

A rigidez rotacional para um caso de carregamento monotónico demonstra-se ser, segundo o tutorial OpenSees [7], a multiplicação de um fator de rigidez pelo integral da história de carregamento de uma força monotónica, como se verificava na equação 3.7.

$$E_{monotónico} = gE \times \left( \int dE_{monotónico} \right) \quad (3.7)$$

O comportamento do comando “PINCHING4” revela ser similar ao obtido nos testes experimentais da estrutura CCF2, pelo que deixa excelentes indicações de se ser possível a aproximação dos resultados numéricos obtidos por modelação em OpenSees aos congéneres analisados por Nauzika. Numa fase posterior da investigação o autor demonstra os resultados obtidos com o recurso a este material e efetua as comparações devidas entre os valores momento-rotação por via da programação na ferramenta referenciada e os obtidos pelo tratamento de dados com base experimental por parte de Nauzika.

### 3.2.2. COMANDO UNIAXIAL – “REINFORCING STEEL”

O uso do comando “*uniaxialMaterial ReinforcingSteel*” justifica-se pela possibilidade de ser definido a modelação através de um comando com comportamentos semelhantes ao do aço reforçado com a aplicabilidade a uma seção de betão armado. Tendo em conta a observação do comportamento do

elemento experimental CCF2 analisado por Nauzika, o comando seleccionado, tal como no caso do comando “PINCHING4”, revela inicialmente indicações positivas no sentido de ser obtido um modelo que evidencie valores de momento e rotação similares aos resultados experimentais, uma vez que no comando intervêm fatores condicionantes de resistência, rigidez e deformação que podem se revelar como preponderantes na definição da curva base, tal como se expõe através da Fig. 3.2.

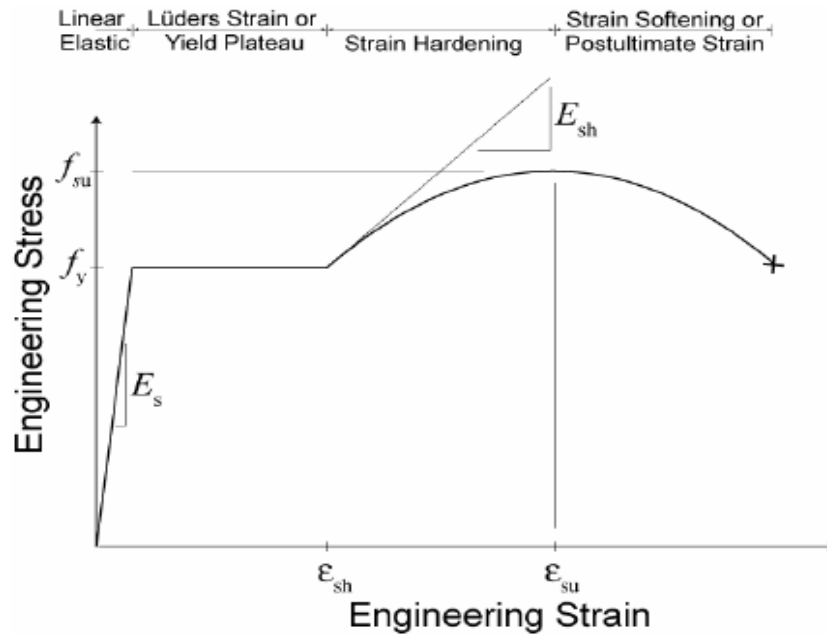


Fig. 3.2 - Fatores principais e comportamento do material “Reinforcing Steel” [7].

Através da figura anterior é possível retirar algumas relações quanto ao comportamento do modelo. Este segue o comportamento típico de uma seção de aço reforçado sujeita à ação, pelo que é natural a fase elástica do material, seguida de um patamar de cedência para posteriormente endurecer e aumentar a capacidade resistente atingindo um valor máximo, pelo que a resistência do material decai até ao ponto de colapso. Este é o comportamento típico de uma seção de aço sob a ação de uma força até à rotura.

A Fig. 3.2 tem por base os estudos realizados por Chang e Mander (1994) [18], tal como referencia o tutorial do programa OpenSees [7], pelo que se entende que o material computado segue os mesmos fatores que foram impostos na investigação referenciada.

Tal como é dito anteriormente, os elementos definidores do comportamento estão relacionados com a resistência, rigidez e deformação. Ainda assim, ao contrário do comando “PINCHING4”, é perceptível a maior dificuldade em apurar o modelo às curvas cíclicas experimentais do elemento CCF2, uma vez que o comando em questão não permite a programação do aumento de rigidez exibido nos testes experimentais e para além disso, outra das adversidades é a modelação da degradação da rigidez, tendo em conta que o material é um aço reforçado.

De seguida o autor explicita o significado de cada parâmetro:

- $f_y$  – Tensão de cedência à tração do material “Reinforcing Steel”;
- $f_{su}$  – Tensão última à tração do material “Reinforcing Steel”;
- $\epsilon_{sh}$  – Deformação correspondente à tensão de início do endurecimento da peça;
- $\epsilon_{ult}$  – Deformação no ponto de tensão máxima;

- $E_s$  – Rigidez rotacional inicial elástica;
- $E_{sh}$  – Rigidez rotacional no início do endurecimento;

Na fase de modelação do material os valores obtidos apenas representam parte do comportamento evidenciado na figura acima, uma vez que o material é objeto de programação com base nos fatores já referenciados, mas também por via de inclusão de parâmetros relativos a estudos desenvolvidos, tal como se indica de seguida:

- GABuck – “*Buckling Model Based on Gomes and Appleton*” (1997);
- DMBuck – “*Buckling model based on Dhakal and Maekawa*” (2002);
- CMFatigue – “*Coffin-Manson Fatigue and Strength Reduction*”;
- IsoHard – “*Isotropic Hardening / Diminishing Yield Plateau*”;
- MPCurveParams – “*Menegotto and Pinto Curve Parameters*”;

Os parâmetros passíveis de se aplicar com base na seleção de um dos estudos realizados permitem apurar o comportamento das curvas momento-rotação à forma pretendida pelo utilizador. Dos cinco métodos expostos, é possível excluir parte deles, por via de dois fatores: a impossibilidade do cálculo dos parâmetros pretendidos ou a incapacidade para representar o comportamento necessário, tal como se indica nas figuras seguintes.

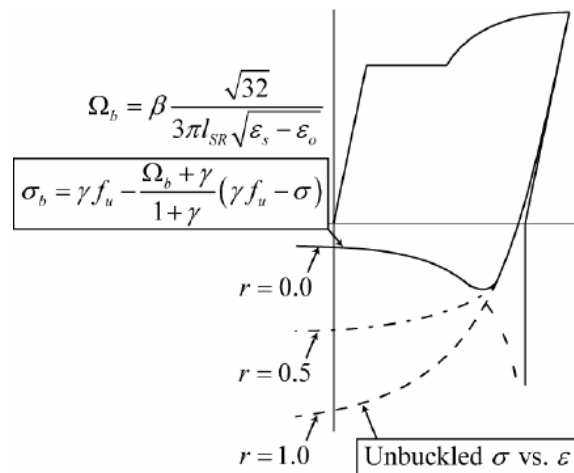


Fig. 3.3 – Parâmetros no uso do modelo de empenamento de Gomes e Appleton (1997) [7].

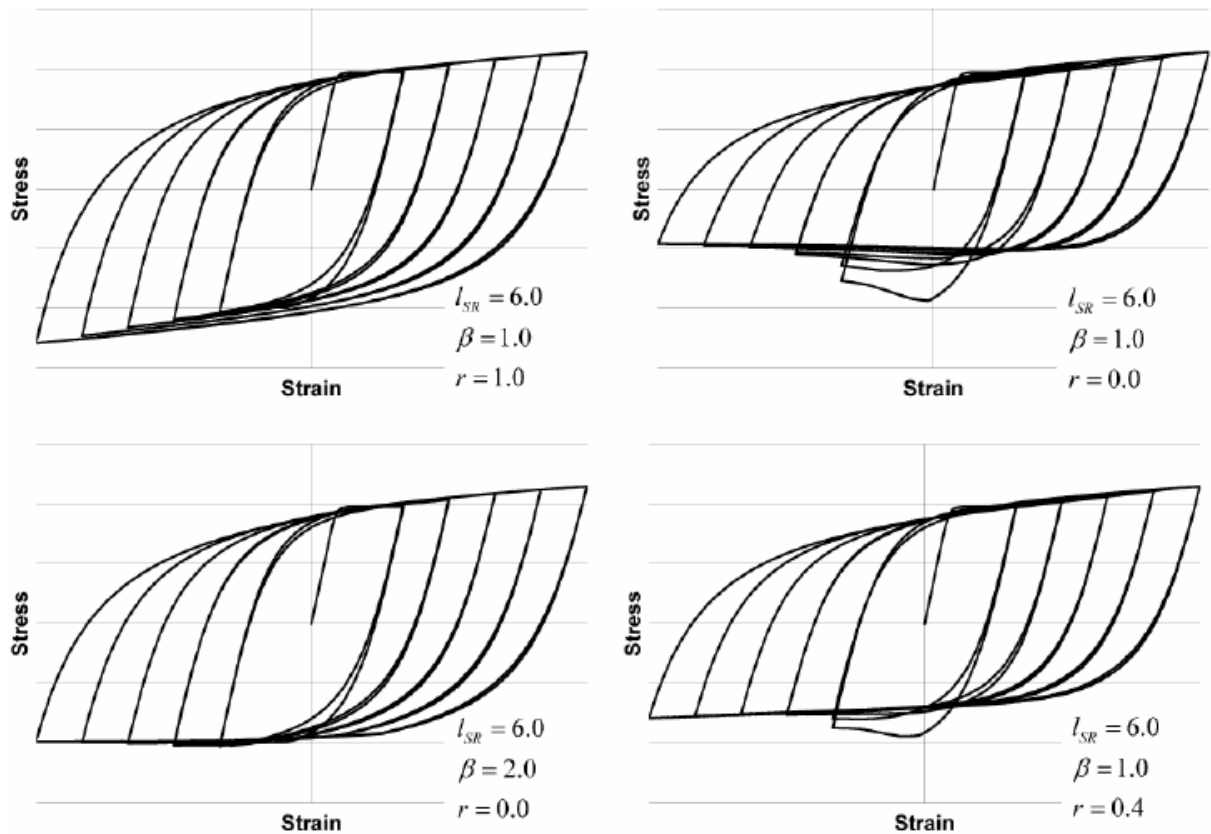


Fig. 3.4 – Comportamento por encurvadura devido a variações de parâmetros com base no estudo de Gomes e Appleton (1997) [7].

O modelo de empenamento baseado no estudo de Gomes e Appleton (1997), apesar dos três parâmetros expostos, não permite obter a deterioração da resistência nem a degradação da rigidez, tal como se verifica na Fig. 3.4. Para além disso, os fatores intervenientes para o cálculo dos parâmetros não intervêm na investigação realizada por Nauzika, pelo que se torna difícil o seu cálculo. Para acrescentar a inadaptabilidade do modelo definido por Gomes e Appleton ao que o autor pretende atingir é patente na Fig. 3.3 e posteriormente na Fig. 3.4.

Atendendo ao descrito, o autor entende a não consideração deste modelo para a programação do material. Tendo em conta os resultados insatisfatórios obtidos pelo modelo em causa, o autor entende não ser relevante a explicação dos parâmetros envolvidos.

No caso do modelo de empenamento baseado no estudo de Dhakal e Maekawa (2002) sucedem os mesmos problemas que acontecem no modelo anterior, tal como se verifica na Fig.3.5. A inexistência de degradação da resistência e da rigidez impossibilita a escolha deste modelo. Em concordância com o efetuado para o caso acima o autor não procede à fundamentação dos parâmetros.

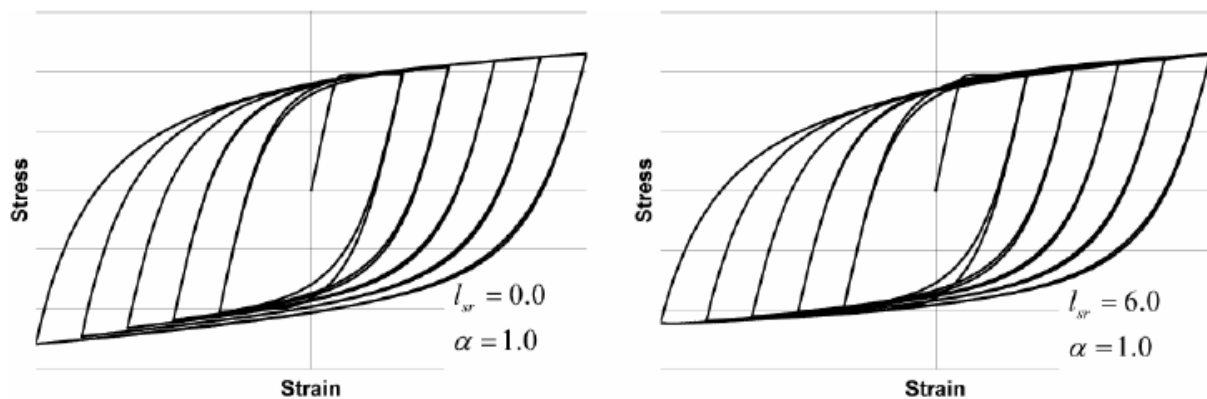


Fig. 3.5 - Comportamento com a variação de parâmetros segundo Dhakal e Maekawa (2002) [7].

Na situação particular das curvas típicas de Menegotto e Pinto, o autor determina que não existe informação necessária para a definição dos parâmetros pretendidos. A dificuldade em tomar conhecimento da importância que cada fator tem no modelo, a inexistência de informação adequada para se proceder à modelação e ausência de gráficos força resistente-deformação a título exemplificado determinam a falta de confiança do autor em prosseguir para a próxima fase com base nos parâmetros de curva Menegotto e Pinto. No mesmo sentido se pode aplicar a insatisfação na proposta que o tutorial disponibiliza para a utilização de parâmetros na modelação de um material com base na opção “*Isotropic Hardening / Diminishing Yield Plateau*”. Tal como acontece com a situação anterior, não existe informação detalhada acerca do significado de cada fator e a influência que estes podem originar no modelo, pelo que o autor negligencia esta opção.

Por último e mais próximo da realidade pretendida é a modelação por via do seguinte conceito: “*Coffin-Manson Fatigue and Strength Reduction*”. Este modelo tem base o estudo da degradação cíclica tal como se sucede para o elemento experimental, pelo que os parâmetros envolvidos definem o decréscimo da capacidade resistente e o número de ciclos, o que para o caso que o autor pretende estudar não existe necessidade de incorporar o último fator, uma vez que o número de ciclos está definido no trabalho realizado por Nauzika. Os parâmetros que influenciam o comportamento das curvas cíclicas são:  $\alpha$ ,  $C_f$  e  $C_d$ [7]. De seguida é descrito o impacto que cada fator provoca no modelo:

- “ $\alpha$ ” – Parâmetro que relaciona a deterioração de uma deformação para a deterioração equivalente de outra deformação. Por norma é uma constante relacionada com o tipo de material;
- $C_f$  – Constante de ductilidade usada para apurar o número de ciclos até ao colapso. A título exemplificativo, um valor elevado de  $C_f$  implica uma deterioração baixa por cada ciclo, ou seja, significa um elevado número de ciclos até ocorrer rotura;
- $C_d$  – Constante de degradação da resistência. Um valor elevado para  $C_d$  resulta numa menor redução de resistência por cada ciclo.

As Fig. 3.6 e 3.7 evidenciam a influência que cada parâmetro enunciado provoca na modelação em caso de utilização do método em causa. Os fatores referidos produzem impacto em outros parâmetros calculados por via destes, no entanto, uma vez que se encontram intrinsecamente ligados aos três parâmetros principais já referenciados e o estudo da sua obtenção não ser da área de investigação do presente trabalho, o autor entende não existir necessidade da sua explicação.

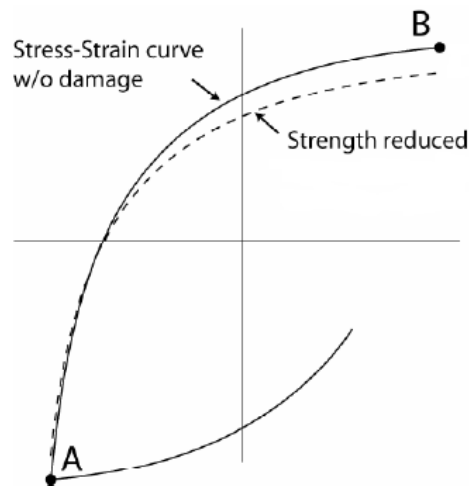


Fig. 3.6 – Degradação da força resistente [7].

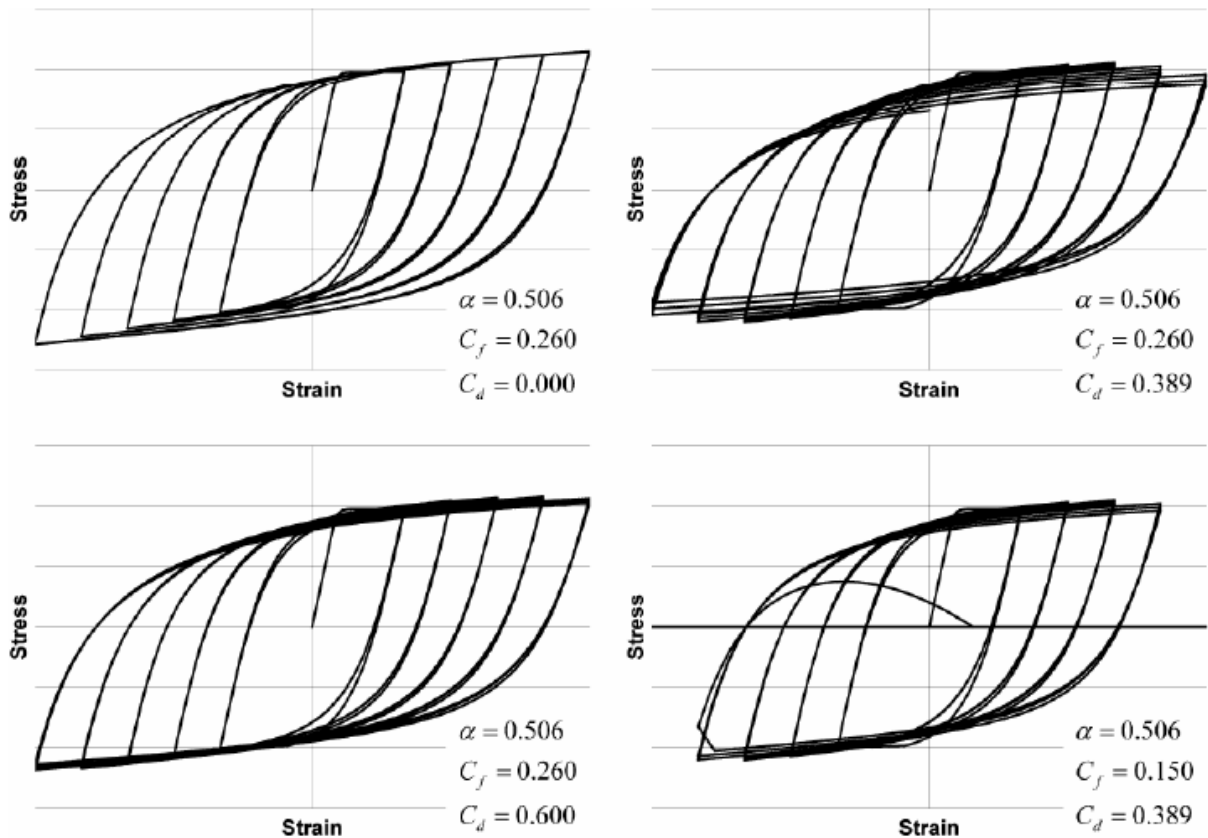


Fig. 3.7 - Exemplos de diagramas força-deformação com a variação dos parâmetros [7].

A Fig. 3.7 confirma a aplicabilidade do conceito no modelo que o autor pretende criar. Como se pode verificar a variação do parâmetro  $C_d$  permite alcançar os níveis de degradação da capacidade resistente desejados. Em adição também é possível regular o número de ciclos até se atingir a rotura, no entanto, como dito anteriormente, esse é um fator constante e determinado. Como dado negativo, continua a ser a impossibilidade de se aplicar degradação da rigidez pelo uso deste material.

Concluindo, “*Coffin-Manson Fatigue and Strength Reduction*” é o método mais interessante a ser usado na modelação, ainda que não consiga cumprir todas as especificidades que o modelo obriga. De referir a importância de localizar o esforço da investigação no material “*Reinforcing Steel*”. Existem ainda algumas lacunas que devem ser corrigidas por forma a contemplar os utilizadores de um material mais viável.

### 3.3. DEFINIÇÃO DO MODELO

Primeiramente o autor faz referência ao modo de funcionamento da ferramenta informática OpenSees. Como se entende pela Fig. 3.8 as fases de programação de um modelo, no caso específico do OpenSees, divide-se em quatro grupos principais. Inicialmente é expetável a criação do modelo (*ModelBuilder*) pela definição de diversos fatores, tais como: número de graus de liberdade, nós, elementos, entre outros pormenores. Posteriormente o modelo é alocado na seção “*Domain*”, parte que disponibiliza os detalhes do modelo para a sua análise e a extração de dados. A fase da análise (*Analysis*) concentra a programação e aplicação de funções de forma a ser respeitada o tipo de análise que se pretende implementar dentro das várias opções disponíveis na plataforma OpenSees, tal como se visualiza na Fig. 3.9. A última fase a ser programada é as funções para a recolha de dados (*Recorder*). Nesta fase é possível extrair dados relevantes produzidos em consequência da análise aplicada ao modelo construído.

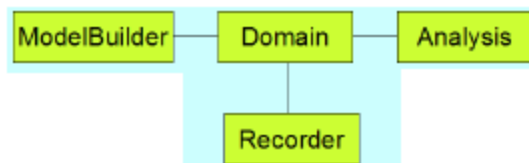


Fig. 3.8 – Diferenciação dos processos pelo que a modelação tem de passar [7].

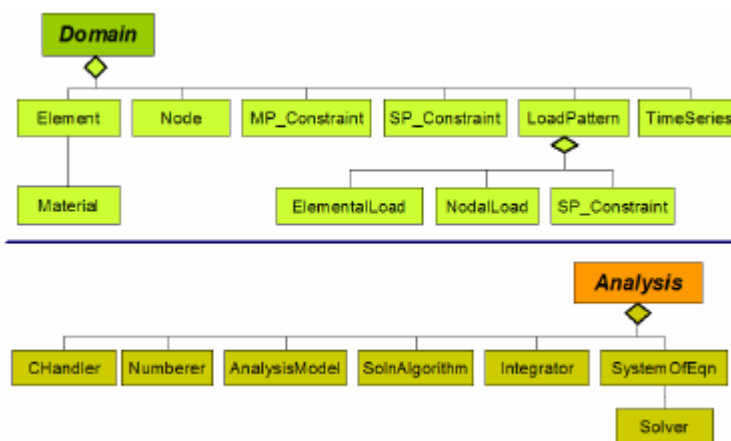


Fig. 3.9 – Subdivisão de funcionalidades para modelação no OpenSees [7].

Pela Fig. 3.9 é visível os vários fatores com preponderância para a construção do modelo e a definição da análise. Posteriormente são detalhados os diversos fatores com entrada no modelo. De seguida o autor apresenta o modelo base de referência para a investigação.

### 3.3.1. PLANO DIMENSIONAL DO MODELO

Como ponto de partida, o autor computa uma referência fundamental para a dimensão do modelo (“*ndm*”) e os números de graus de liberdade (“*ndf*”) considerados, tal como se demonstra na Fig. 3.10.

```
# creat the ModelBuilder object
model BasicBuilder -ndm 2 ndf 3
```

Fig. 3.10 – Comando para definir a dimensão e número de graus de liberdade do modelo.

### 3.3.2. NÓS DO MODELO

Como se observa pela Fig. 3.11, os dois nós do modelo local são definidos com as mesmas coordenadas nulas. Este pormenor é propositado, uma vez que o autor pretende estudar o comportamento força resistente-deformação e rigidez do modelo local num ponto em específico, tendo em conta os materiais introduzidos. Na realidade é a análise entre dois pontos com distância bastante reduzida entre eles, no entanto, para efeitos de modelação, este é o processo a seguir. No que diz respeito ao comando “*node*”, este estabelece-se pela associação numérica a cada nó e as respetivas coordenadas.

```
# add nodes - command: node node ID xCrd yCrd
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 0.0
```

Fig. 3.11 – Comando para definir a localização espacial dos nós do modelo.

### 3.3.3. LIBERDADE NOS NÓS DO MODELO

Pela Fig. 3.12 verifica-se a utilização do comando “*fix*” com o intuito de estabelecer as condições de liberdade de cada nó do modelo. A liberdade ou restrição de movimento é implementada com o recurso ao valor numérico 0 e 1, respetivamente. Estes valores são associados à condição de verdadeiro ou falso, quer correspondam à fixação do nó ou à liberdade de movimento nas direções especificadas, consecutivamente. É possível visualizar que o nó 1 está impedido de se movimentar em qualquer direção definida, pelo que se considera como um apoio encastrado. No caso do nó 2, o movimento translacional é restringido nas direções x e y, no entanto, não existe qualquer imposição para o deslocamento rotacional na direção z, uma vez que o que se pretende é avaliação do comportamento do modelo à rotação nesta direção e respetivos valores de momento resistente.

```
# set boundary conditions - command: fix node ID xResrnt yResrnt mzResrnt
fix 1 1 1 1
fix 2 1 1 0
```

Fig. 3.12 – Comando para restringir o movimento nos nós.

### 3.3.4. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO

Nesta fase o autor programa o comportamento cíclico pretendido para o material. Através da criação de um procedimento com base em quatro parâmetros o autor alcança o comportamento desejado para o modelo, tal como se visualiza na Fig. 3.15. No Quadro. 3.1 é possível observar os valores de rotação

máxima (“*peakpts*”) descritos por cada ciclo de carregamento efetuado pelo o elemento sujeito a experiência CCF2. Estes valores têm por base os resultados experimentais disponibilizados por Nauzika.

Quadro. 3.2 – Valores de rotação máxima do elemento CCF2 para os ciclos definidos até atingir o colapso.

<i>peakpts</i>	Ciclos	<i>peakpts</i>	Ciclos
2,33	1º	37,41836	14º
3,21751	2º	44,08802	15º
4,13264	3º	44,38898	16º
5,089	4º	51,18235	17º
10,13713	5º	51,5376	18º
10,40406	6º	59,41386	19º
16,15209	7º	59,28576	20º
16,49375	8º	65,88622	21º
22,90578	9º	68,154	22º
23,35951	10º	75,70108	23º
30,04103	11º	75,88379	24º
30,20917	12º	83,54687	25º
36,64938	13º	84,51398	26º

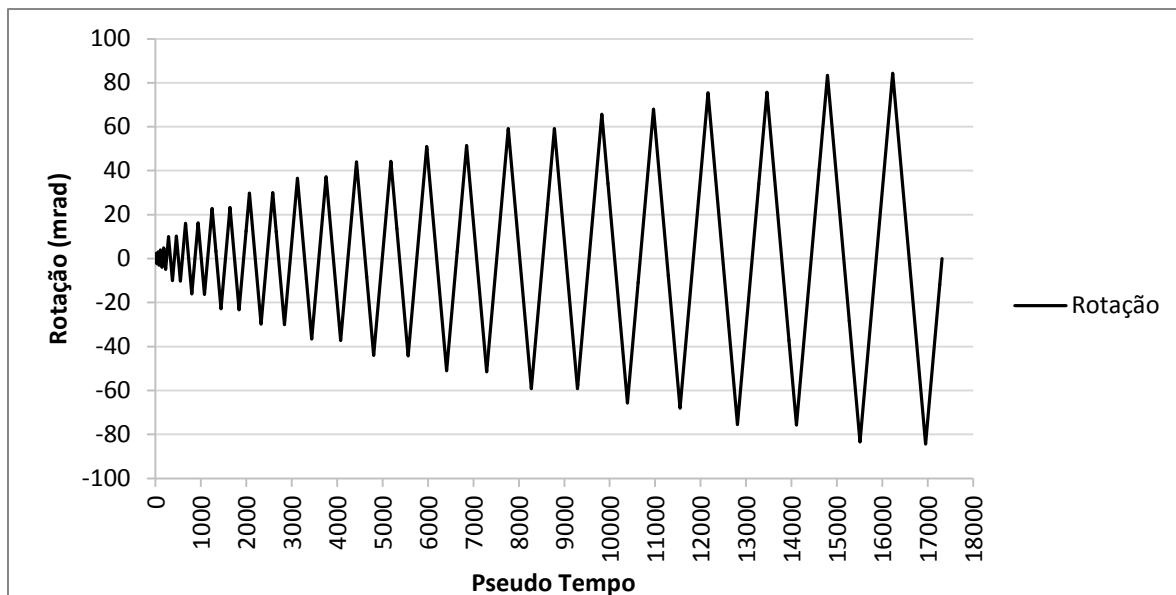


Fig. 3.13 – Gráfico de representação dos ciclos e rotações do elemento experimental CCF2.

De seguida o autor expõe através da Fig. 3.14 os restantes três fatores para a modelação do comportamento cíclico. Tal como referido anteriormente, o autor tem por objetivo a análise da relação momento-rotação do material modelado, pelo que os valores de rotação acima descritos são aplicados no nó (“*nodeTag*”) dois na direção rotacional z, ou seja, para o grau de liberdade (“*dofTag*”) três, com o incremento (“*incre*”) da rotação espaçada em dez parcelas idênticas.

```
set incre 10
set nodeTag 2
set dofTag 3
```

Fig. 3.14 – Implementação dos parâmetros: (“*dofTag*”), (“*nodeTag*”) e (“*dofTag*”).

```
#####
puts "# Define hysteric behaviour #"
#####
proc cyclic { incre nodeTag dofTag peakpts } {
    set x [lindex $peakpts 0]
    set fir [expr $x/$incre]
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag $fir

# create the analysis object
    analysis Static

# perform the analysis
    analyze $incre

    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag [expr -$fir]
    analyze [expr 2*$incre]
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag $fir
    analyze $incre

for {set j 1} {$j < [llength $peakpts]} {incr j 1} {
    set tx [lindex $peakpts $j]
    set tinc [expr $tx/$fir]
    set rt [expr int($tinc)]

    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag $fir
    analyze $rt
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag [expr -$fir]
    analyze [expr 2*$rt]
    integrator DisplacementControl $nodeTag $dofTag $fir
    analyze $rt
}
}
```

Fig. 3.15 – Programação do procedimento para estabelecer o comportamento cíclico do material.

A Fig. 3.15 permite a indicação das diversas funções que o autor impôs na modelação do comportamento cíclico. A inclusão de uma função para controlar o deslocamento vem no seguimento do já referenciado anteriormente. Definidos os valores de rotação máxima para cada ciclo é fundamental controlar esta situação na modelação, sendo que os restantes parâmetros preponderantes são incluídos na função. Em adição é necessário invocar uma função que proceda à análise estática dos incrementos de deslocamento rotacional no modelo. Para além disso, o autor separou o procedimento

inicial dos restantes, de modo a ser possível manter a mesma rotação incremental independentemente do valor máximo de deslocamento rotacional para o ciclo em causa.

### 3.3.5. DEFINIÇÃO DO MATERIAL

Os materiais sujeitos a modelação foram definidos e explicitados no subcapítulo anterior, pelo que o autor apenas faz referência à função invocada para a implementação do material, tal como se ilustra na Fig. 3.16 e Fig. 3.17.

```
puts "# Define a material #"
#####
source data_aver.improve.tcl
#uniaxialMaterial Pinching4 $matTag $ePf1 $ePd1 $ePf2 $ePd2
uniaxialMaterial Pinching4 $matTag $ePf1 $ePd1 $ePf2 $ePd2
puts "Material Defined"
```

Fig. 3.16 – Comando para invocar a aplicação do material “PINCHING4” e parâmetros parciais.

```
source units.tcl
puts "Define_MATERIAL"
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 1 40.00000 77.50791 $Es $Esh
puts "Material_Defined"
```

Fig. 3.17 – Comando para invocar a aplicação do material “Reinforcing Steel” e parâmetros parciais.

### 3.3.6. DEFINIÇÃO DO ELEMENTO E RÓTULA PLÁSTICA

Nesta fase pretende-se a criação de um elemento constituído pelo comando associado ao material selecionado, tal como se verifica na Fig. 3.18. No caso da investigação em causa, o objetivo é efetuar uma análise local do elemento, pelo que é definida a função “*elemento zeroLength*”, a qual possibilita a criação de um elemento com extensão zero, assim como é a análise exige. A Fig. 3.19 ilustra o conceito do referido. Pela inclusão deste comando é permitido gerar um elemento com o intuito de representar o comportamento de uma mola, sendo que o nó dois é restringido com os mesmos movimentos do nó um, à exceção do momento fletor. De notar que a avaliação do elemento é segundo a direção seis, em torno do eixo z, tendo em conta as três direções translacionais e as três direções rotacionais. Para este caso não se aplicam apenas as três direções, duas translacionais e uma rotacional, definidas pelo autor, mas sim as aplicadas como se de um modelo a três dimensões se trata-se.

```
# rotSpring2D {eleID nodeR nodeC matID}
# Create the zero length element
element zeroLength 1 1 2 -mat 1 -dir 6
puts "Spring_Done"
```

Fig. 3.18 – Comando para definir o comportamento de uma mola segundo a direção rotacional z.

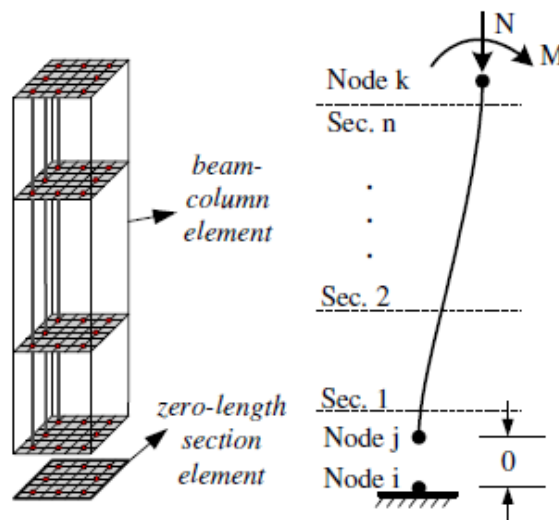


Fig. 3.19 – Exemplo e explicação teórica de uma seção definida pelo comando “zero-length element” [7].

### 3.3.6. APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO

A aplicação do carregamento, como se verifica na Fig. 3.20, para a construção do modelo em causa apenas tem por finalidade permitir que o programa consiga extrair os resultados pretendidos, uma vez que a análise controla a variação dos deslocamentos cíclicos, ao contrário do carregamento. Para o caso em que não se incluisse um carregamento de momento linear unitário seria impossível efetuar com sucesso a modelação.

```
#####
puts "# Apply a random load #"
#####
# Now apply loading...
pattern Plain 1 Linear {
  load 2 0.0 0.0 1.0
}

```

Fig. 3.20 – Comando para definir o carregamento de momento unitário no nó dois.

### 3.3.7. EXTRAÇÃO DE DADOS

O comando “recorder” permite a extração de resultados que o utilizador pretende. Neste caso o autor recolhe os dados que a análise efetua do deslocamento rotacional, grau de liberdade três, para o nó dois, tal como se observa na Fig. 3.21.

```
puts "RECORDER"
recorder Node -file disp_new.out -time -node 2 -dof 3 disp
puts "Done_recorder"

```

Fig. 3.21 – Comando para definir a rotação ao longo do carregamento.

### 3.3.8. PARÂMETROS DA ANÁLISE

Na Fig. 3.22 observa-se determinados parâmetros que controlam a análise. A análise é efetuada com base no algoritmo de NewtonRaphson, o qual avança no tempo por via do método de análise de

NewtonRaphson. O autor expõe o comando “*test NormDispIncr*” usado para controlar a convergência do teste. Para além disso usa o comando “*numberer RCM*” para numerar os graus de liberdade e a função “*constraints Plain*”, uma vez que se o modelo possui nós singulares. Ainda de referir que a utilização do comando “*system BandGeneral*” cria um sistema de equações não simétricas em banda por forma a agrupar e calcular durante a análise por via do “*Lapack band spd solver*” [7]. Posteriormente o autor invoca o procedimento com base nos parâmetros definidos para o início da análise.

```
puts "Begin PARAMETERS_ANALYSIS"
# build the components for the analysis object
system BandGeneral
constraints Plain
test NormDispIncr 1.0e-7 10
algorithm Newton
numberer RCM

## start procedure for feeding in
## Reverse Cyclic loading to the model by Disp. control
cyclic_analysis $incre $nodeTag $dofTag $peakpts
puts "done proc"
```

Fig. 3.22 – Funções para definir parâmetros da análise e comando para o seu início.

Após a finalização da programação da análise, o modelo está preparado para ser invocado no programa OpenSees. Por via da ferramenta informática o utilizador consegue fazer uso e manipulação dos dados extraídos de forma a conseguir atingir os resultados que considera relevantes.

De salientar que em caso de o programa não permitir a solução e conseqüente extração dos dados pretendidos, o autor necessita de verificar novamente a programação efetuada em busca da determinação do erro.

### 3.4. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTAÇÃO DOS MODELOS

O autor usa a seguinte notação na computação dos gráficos referentes ao comando “*Reinforcing Steel*” e “*PINCHING4*”:

- Rotação – “rotação”;
- Momento – “momento”;
- Comportamento cíclico do material *reinforcing steel* - “Modelo”;
- Comportamento cíclico do material *PINCHING4* - “Pinching”;
- Comportamento cíclico do elemento experimental CCF2 - “CCF2”;
- Curva envolvente do elemento experimental CCF2 – “Envolvente”

#### 3.4.1. COMANDO – “PINCHING4”

Os parâmetros constituintes do material foram referidos e explicados anteriormente pelo que nesta fase o autor apenas faz indicação aos valores que cada um assume.

Os valores referentes à curva envolvente de rotação e de momento resistente foram extraídos tendo em conta os resultados do comportamento cíclico evidenciado pelo elemento experimental CCF2. Tais

dados, disponibilizados por Nauzika, são expostos no Quadro 3.2, os quais foram alvo de avaliação tendo em conta o comportamento da estrutura CCF2 quando sujeita a ação cíclica.

O Quadro 3.2 é dividido em dois grupos: curva envolvente negativa e curva envolvente positiva. O autor pretende com esta opção evidenciar os dados constituintes para a caracterização da curva. Para além disso, dos valores apresentados este seleciona oito para cada curva envolvente, sendo quatro referentes à rotação e outros tantos ao momento resistente do elemento CCF2 na zona de ligação, quer em fase de compressão como em fase de tração. Os valores selecionados representam uma primeira tentativa de o autor aproximar os valores numéricos extraídos por via da modelação aos obtidos experimentalmente. Esses valores são os assumidos pelos parâmetros força-deformação indicados anteriormente para a modelação do material “PINCHING4”, os quais se agrupam no Quadro 3.3.

Quadro. 3.3 – Valores de rotação e momento resistente da curva envolvente negativa e positiva na zona de ligação.

<b>Rotação da curva envolvente na zona de ligação</b>	<b>Momento da curva envolvente na zona de ligação</b>	<b>Rotação da curva envolvente na zona de ligação</b>	<b>Momento da curva envolvente na zona de ligação</b>
<b>Valores da curva envolvente negativa</b>		<b>Valores da curva envolvente positiva</b>	
Rotação (mrad)	Momento (KN.m)	Rotação (mrad)	Momento (KN.m)
-80,29056	-4,14823	0	0
-80,10317	-7,40596	2,34815	20,58927
-75,90000	-21,97010	3,24270	28,56982
-73,37794	-33,30000	4,16508	36,79733
-71,40000	-39,00000	5,12919	45,58519
-64,85028	-52,50000	10,19680	67,68167
-60,20000	-64,54272	12,20000	71,10000
-55,67518	-76,19577	16,21750	74,18599
-52,00000	-80,00000	18,50000	76,00000
-47,88939	-82,56201	22,97366	76,98585
-43,90000	-84,50000	26,60000	76,90000
-40,85749	-84,33426	30,10851	76,52836
-36,70000	-84,70000	32,00000	76,60000
-33,06078	-84,92451	36,71772	77,50791
-28,80000	-86,50000	39,60000	77,20000
-26,07487	-86,28354	44,15589	76,97974
-21,90000	-86,30000	47,40000	76,00000
-18,43756	-86,55090	51,24866	75,40000
-15,10000	-85,60000	54,10000	75,00000

-12,03460	-83,40644	58,40000	73,50000
-6,65000	-66,00000	62,60000	70,00000
-6,69560	-66,67775	65,94518	66,86844
-2,91088	-31,37845	72,00000	57,20000
-1,89147	-22,99463	75,73927	50,00000
-0,86609	-14,32265	79,20000	46,20000
-0,30000	-5,29972	83,20000	41,20000
		84,55130	30,98945

Quadro. 3.4 – Valores de momento - rotação positivos e negativos definidos para os parâmetros do comando “Pinching4”.

Parâmetros momento - rotação positivos	
ePf1	45,585190
ePd1	0,005129
ePf2	76,000000
ePd2	0,018500
ePf3	73,500000
ePd3	0,058400
ePf4	41,200000
ePd4	0,083200
Parâmetros momento - rotação negativos	
eNf1	-66,000000
eNd1	-0,006650
eNf2	-86,550900
eNd2	-0,018438
eNf3	-80,000000
eNd3	-0,052000
eNf4	-4,148230
eNd4	-0,080291

Os parâmetros conectados à deformação do elemento CCF2 e que são seleccionados para integrar a modelação são definidos em radianos. Os congêneres relativos à força mantêm as mesmas unidades referentes aos valores definidos para a curva envolvente.

Por via dos fatores definidos no Quadro 3.2 e 3.3 e os parâmetros que intervêm na degradação da rigidez no descarregamento e recarregamento, da deterioração do momento resistente e dissipação de energia, indicados no Quadro 3.4, 3.5 e 3.6, permitem ao autor construir um gráfico momento-rotação através dos dados extraídos por recurso ao programa informático e estabelecer comparações com a curva envolvente experimental do elemento CCF2. De referir que o autor utiliza o fator energético como modo de estabelecer o tipo de deterioração e que em toda a criação do material os parâmetros flutuantes são iguais para a caracterização da fase negativa e positiva do modelo.

Quadro. 3.5 – Parâmetros flutuantes.

<b>Parâmetros flutuantes</b>	rDispP	0,5
	rForceP	0,45
	uForceP	0,4

Quadro. 3.6 – Parâmetros de degradação da rigidez.

<b>Degradação da rigidez por descarregamento</b>	gK1	0	<b>Degradação da rigidez por recarregamento</b>	gD1	0
	gK2	0		gD2	0
	gK3	0		gD3	0
	gK4	0		gD4	0
	gKLim	0		gDLim	0

Quadro. 3.7 – Parâmetros de degradação da resistência e dissipação de energia.

<b>Degradação da resistência</b>	gF1	0	<b>Fator de dissipação de energia</b>	10
	gF2	0		
	gF3	0		
	gF4	0		
	gFLim	0		

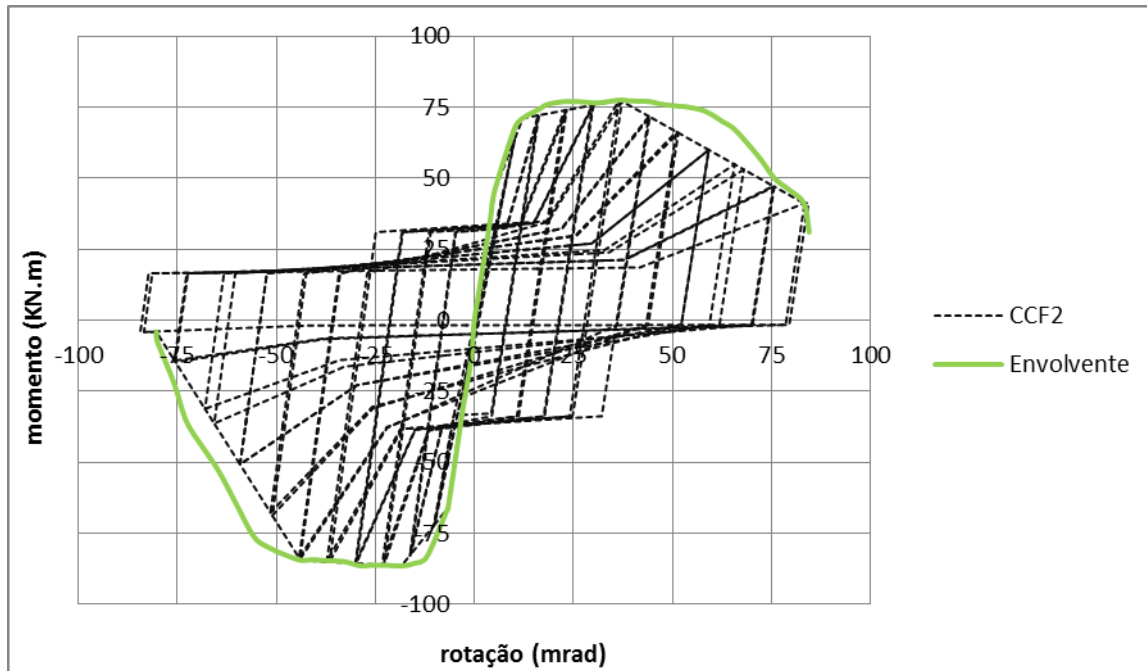


Fig. 3.23 – Diagrama momento-rotação do comando “PINCHING4” e curva envolvente experimental.

Por visualização da Fig. 3.23 e em comparação com a Fig. 2.8 b) verifica-se a necessidade de ajustamento dos fatores flutuantes à curva envolvente experimental. Inicialmente o autor ainda não se preocupa com a degradação da rigidez e resistência que necessariamente tem de ser modelada.

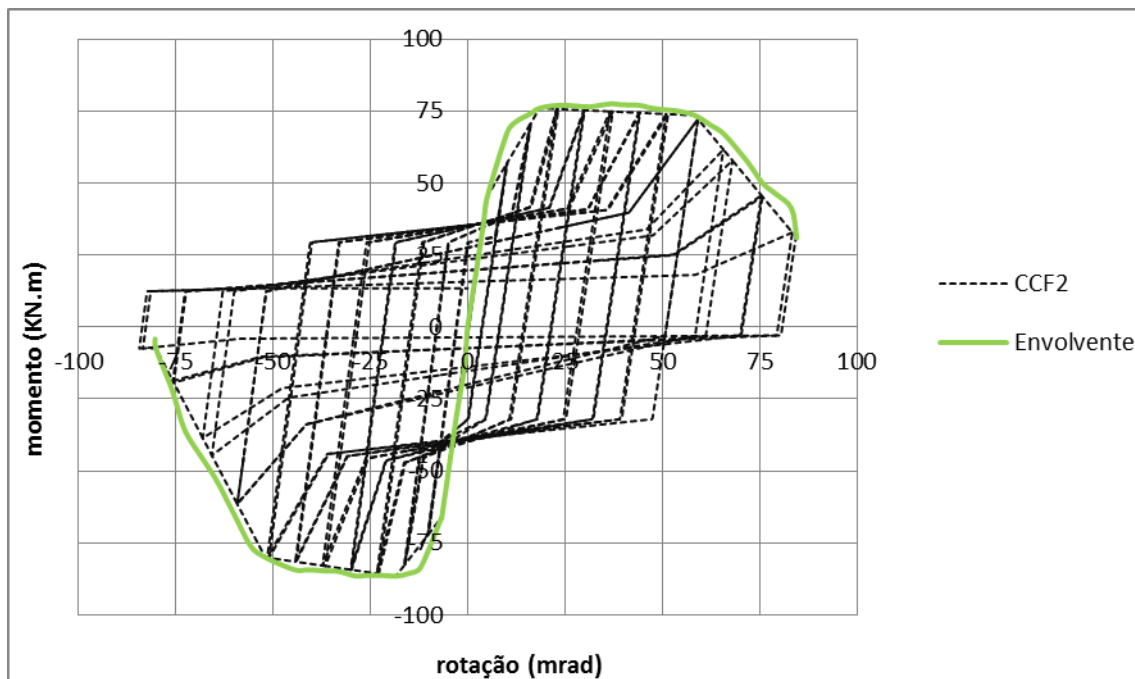


Fig. 3.24 – Melhoria do diagrama momento-rotação do comando “PINCHING4” e curva envolvente experimental.

O autor introduz algumas mudanças significativas no comportamento do modelo como pode ser visível na Fig. 3.24. Desde logo verifica-se uma melhoria significativa no ajustamento do comportamento cíclico do material à curva envolvente experimental. Também é possível observar diferenças a nível do patamar de cedência do modelo, as quais foram introduzidas pela variação dos fatores de flutuação. Este é mais extenso, uma vez o autor modifica o fator “rDisp” e verifica-se o aumento do fator “rForce”, tal como se verifica nos seguintes Quadros:

Quadro. 3.8 – Modificação dos parâmetros flutuantes.

<b>Parâmetros flutuantes</b>	rDispP	0,7
	rForceP	0,55
	uForceP	-

Quadro. 3.9 – Valores de rotação e momento resistente da curva envolvente negativa e positiva na zona de ligação e seleção de valores a serem a computados.

<b>Rotação da curva envolvente na zona da chapa de ligação</b>	<b>Momento da curva envolvente na zona da chapa de ligação</b>	<b>Rotação da curva envolvente na zona da chapa de ligação</b>	<b>Momento da curva envolvente na zona da chapa de ligação</b>
<b>Valores da curva envolvente negativa</b>		<b>Valores da curva envolvente positiva</b>	
Rotação (mrad)	Momento (KN.m)	Rotação (mrad)	Momento (KN.m)
-80,29056	-4,14823	0	0
-80,10317	-7,40596	2,34815	20,58927
-75,90000	-21,97010	3,24270	28,56982
-73,37794	-33,30000	4,16508	36,79733
-71,40000	-39,00000	5,12919	45,58519
-64,85028	-52,50000	10,19680	67,68167
-60,20000	-64,54272	12,20000	71,10000
-55,67518	-76,19577	16,21750	74,18599
-52,00000	-80,00000	18,50000	76,00000
-47,88939	-82,56201	22,97366	76,98585
-43,90000	-84,50000	26,60000	76,90000
-40,85749	-84,33426	30,10851	76,52836
-36,70000	-84,70000	32,00000	76,60000
-33,06078	-84,92451	36,71772	77,50791
-28,80000	-86,50000	39,60000	77,20000
-26,07487	-86,28354	44,15589	76,97974
-21,90000	-86,30000	47,40000	76,00000
-18,43756	-86,55090	51,24866	75,40000

-15,10000	-85,60000	54,10000	75,00000
-12,03460	-83,40644	58,40000	73,50000
-6,65000	-66,00000	62,60000	70,00000
-6,69560	-66,67775	65,94518	66,86844
-2,91088	-31,37845	72,00000	57,20000
-1,89147	-22,99463	75,73927	50,00000
-0,86609	-14,32265	79,20000	46,20000
-0,30000	-5,29972	83,20000	41,20000
		84,55130	30,98945

O autor selecciona a cor mais escura os novos valores a serem utilizados pelos parâmetros que definem o momento resistente e a rotação do modelo. Ainda assim verifica-se diferenças entre o modelo obtido e a Fig. 2.8 b). Devido a esse facto e ainda sem introduzir parâmetros de degradação de rigidez e resistência, o autor pretende melhorar o modelo através da variação de “uForce” e “rForce”, alterando o valor para 0,55 e 0,65, respetivamente. As mudanças imputadas são patentes na Fig. 3.25.

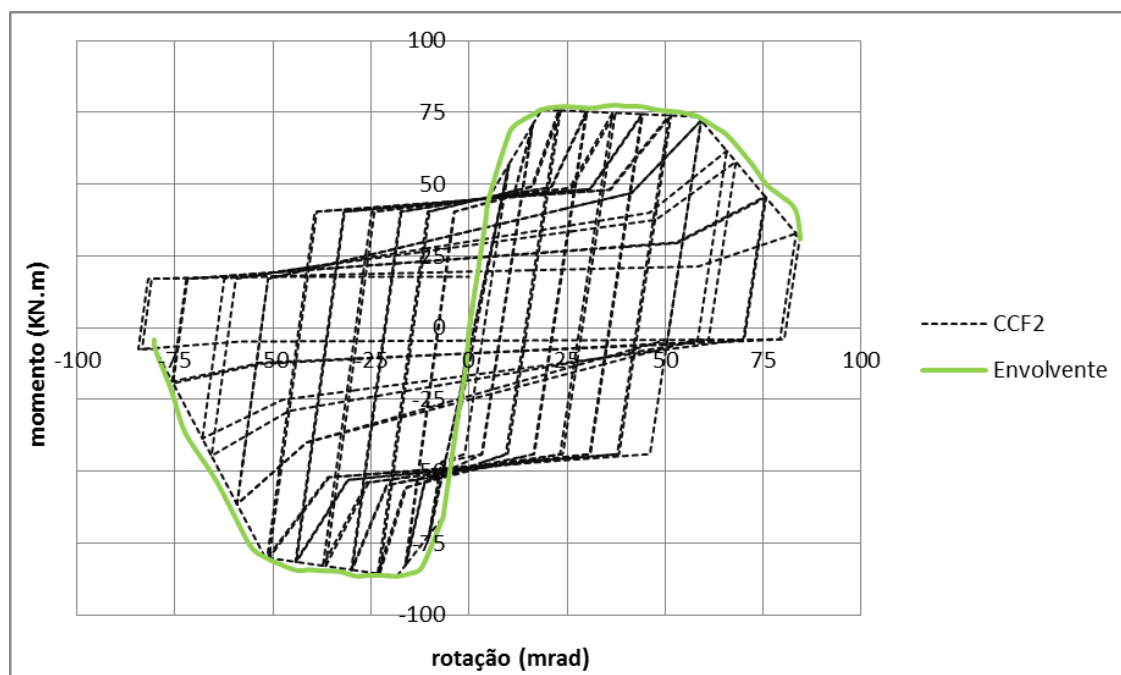


Fig. 3.25 – Alteração dos valores de “uForce” e “rForce”.

De seguida o autor introduz fatores de degradação da rigidez no descarregamento, como se indica:

- $gK1 = 0.1$ ;
- $gK2 = 0.0$ ;
- $gK3 = 1.0$ ;
- $gK4 = 0.0$ ;
- $gKLim = 0.1$ ;

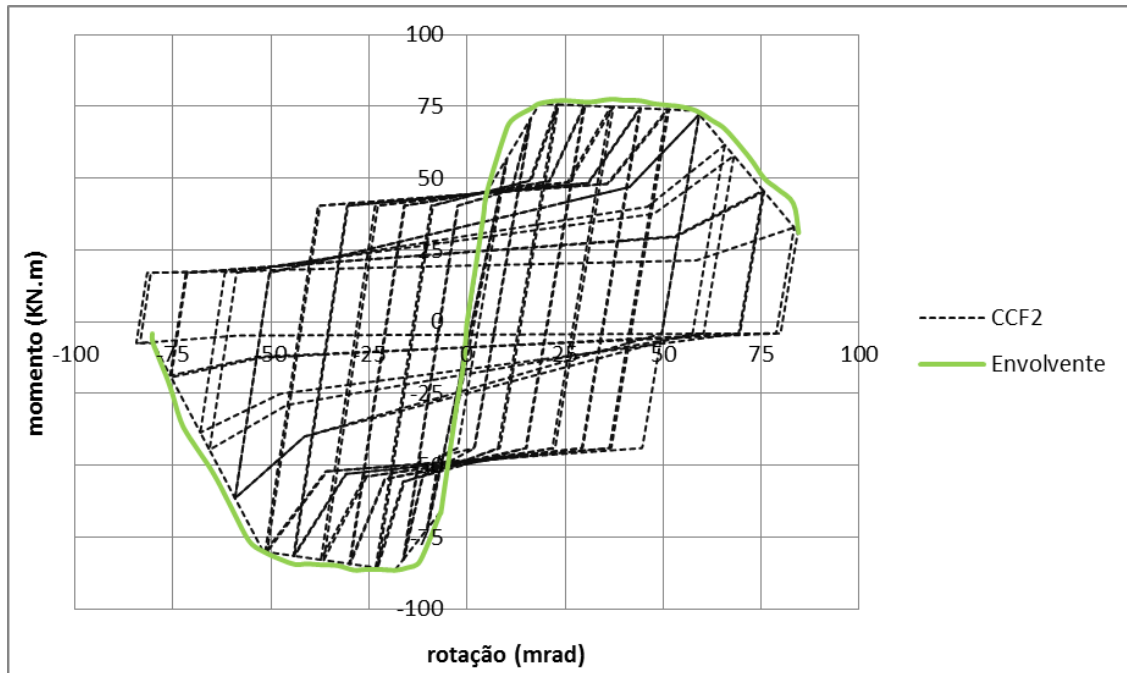


Fig. 3.26 – Influência de fatores de degradação de rigidez por descarregamento no modelo.

Visualizando a figura acima, conclui-se a necessidade de aumentar os fatores “gK”, uma vez que a degradação da rigidez por descarregamento é mínima.

Na Fig. 3.27 o autor modifica os parâmetros “rForce” e “rDisp” para valores de 0,60 e 0,50, respetivamente. Para além disso implementa no modelo fatores de degradação da rigidez por recarregamento, tal como se evidencia:

- gD1= 0.03;
- gD2 = 0.0;
- gD3 =1.0;
- gD4 = 0.0;
- gDLim = 0.03;

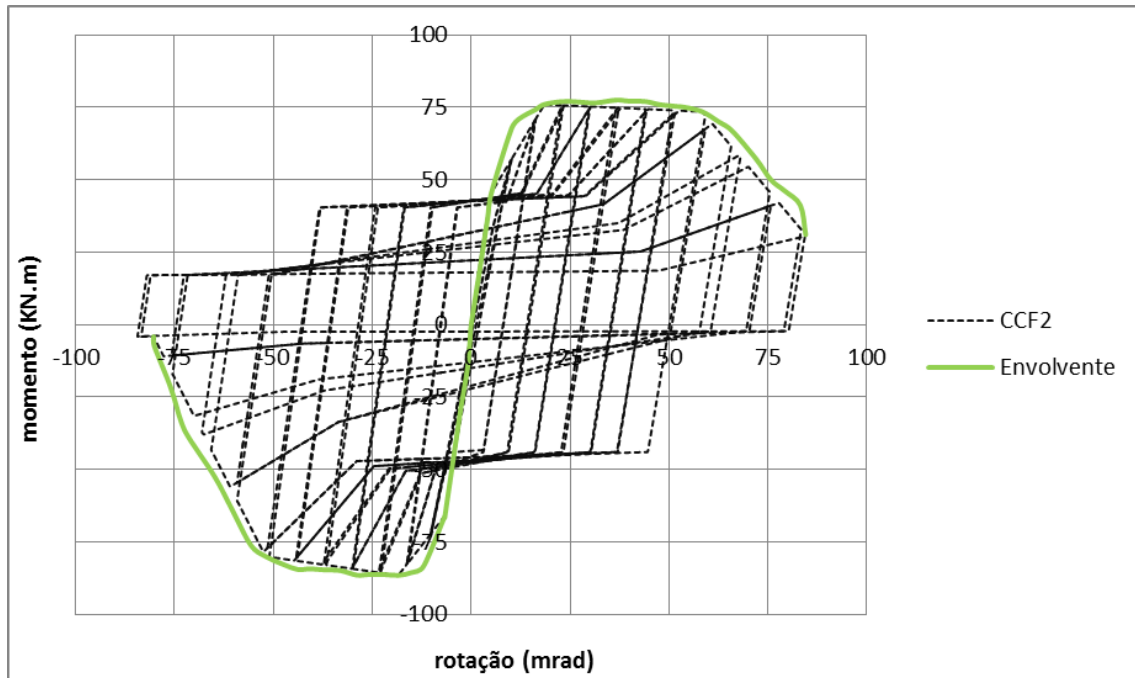


Fig. 3.27 – Melhoria da Fig. 3.26 com a influência de fatores de degradação de rigidez por recarregamento.

Pela análise da Fig. 3.27 é óbvia a melhoria introduzida quando se estabelece a comparação com os valores momento-rotação do elemento CCF2. No entanto, o autor pretende verificar de que forma fatores como a degradação da resistência podem afetar o modelo. Não obstante é intenção do autor apurar o comportamento estrutural do material ao desenvolvido pelo elemento CCF2 com base na curva envolvente determinada. Com vista a implementar o referenciado é alterado e introduzido novos fatores que de seguida se expõem:

- $gF1 = 0.01$ ;
- $gF2 = 0.0$ ;
- $gF3 = 1.0$ ;
- $gF4 = 0.0$ ;
- $gFLim = 0.01$ ;
- $rDisp = 0,40$ ;
- $rForce = 0,65$ ;

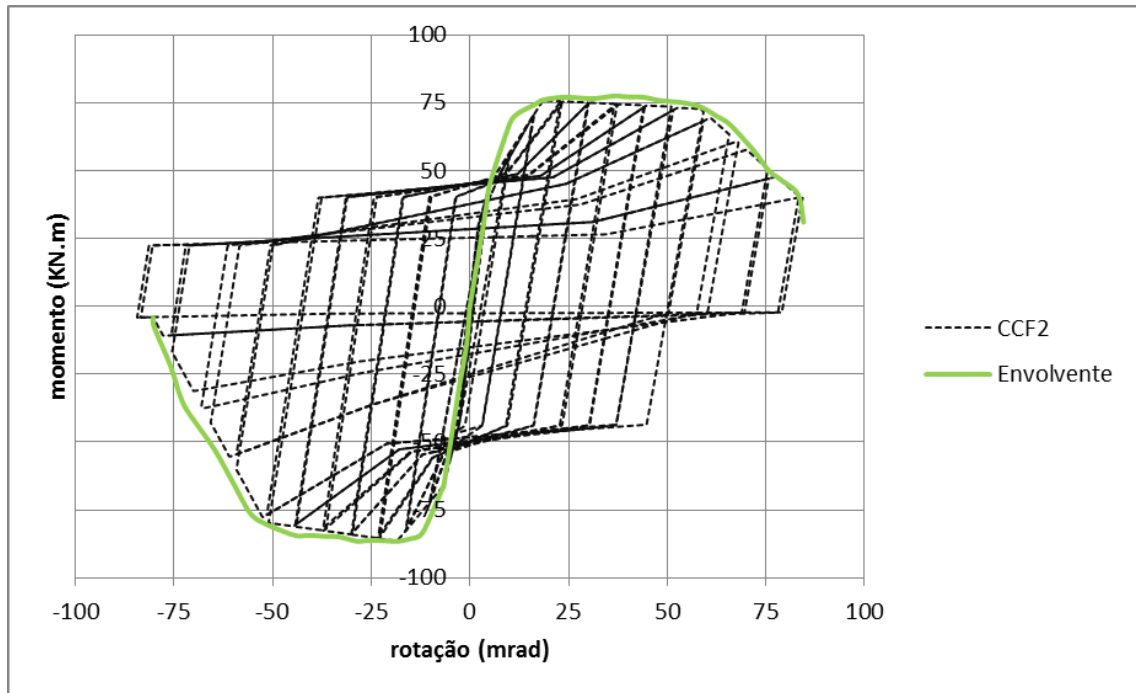


Fig. 3.28 – Melhoria da Fig. 3.27 com a influência de fatores de degradação do momento resistente.

Novamente o autor consegue diminuir o erro entre o modelo programado e a experiência realizada. De notar que, para além das mudanças enunciadas acima, o autor altera os valores: “ePf4” e “ePd4” para 83,2KN.m e 41,2mrad, respetivamente. Esta alteração permitiu aproximar os valores numéricos obtidos por via da modelação aos referenciados com base na experiência.

Pela análise da Fig. 3.29 é possível estabelecer comparações entre o modelo e o elemento experimental. Como se pode verificar é patente a proximidade entre os resultados da opção numérica e experimental, no entanto a aplicação de parâmetros para a degradação da resistência é obsoleta, uma vez que essa inclusão não introduz benefícios no modelo, antes pelo contrário. Ainda assim se visualiza relativa discrepância na degradação da rigidez por descarregamento, a qual pode ser em medida dissipada, tal como se ilustra na Fig 3.31. Contudo é inexecutável a apuração dos valores de deterioração da rigidez por recarregamento, uma vez que o próprio modelo experimental modifica os seus parâmetros virtuais ao longo dos ciclos, o mesmo acontecendo para os pontos “rForce” e “uForce”.

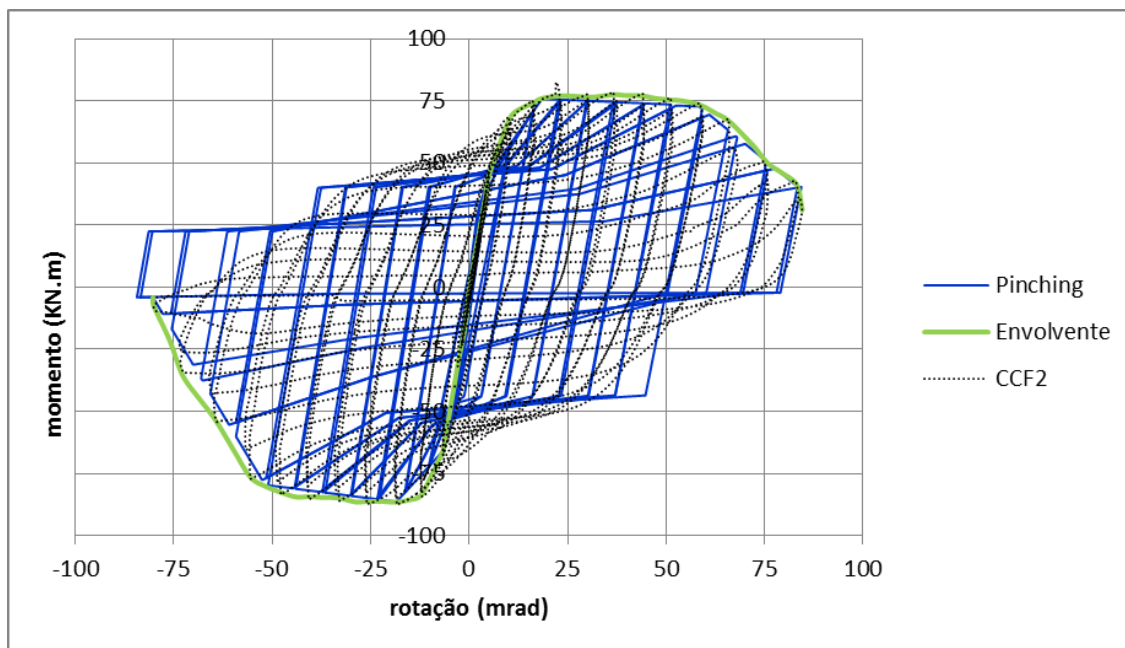


Fig. 3.29 – Comparação entre o modelo numérico e experimental.

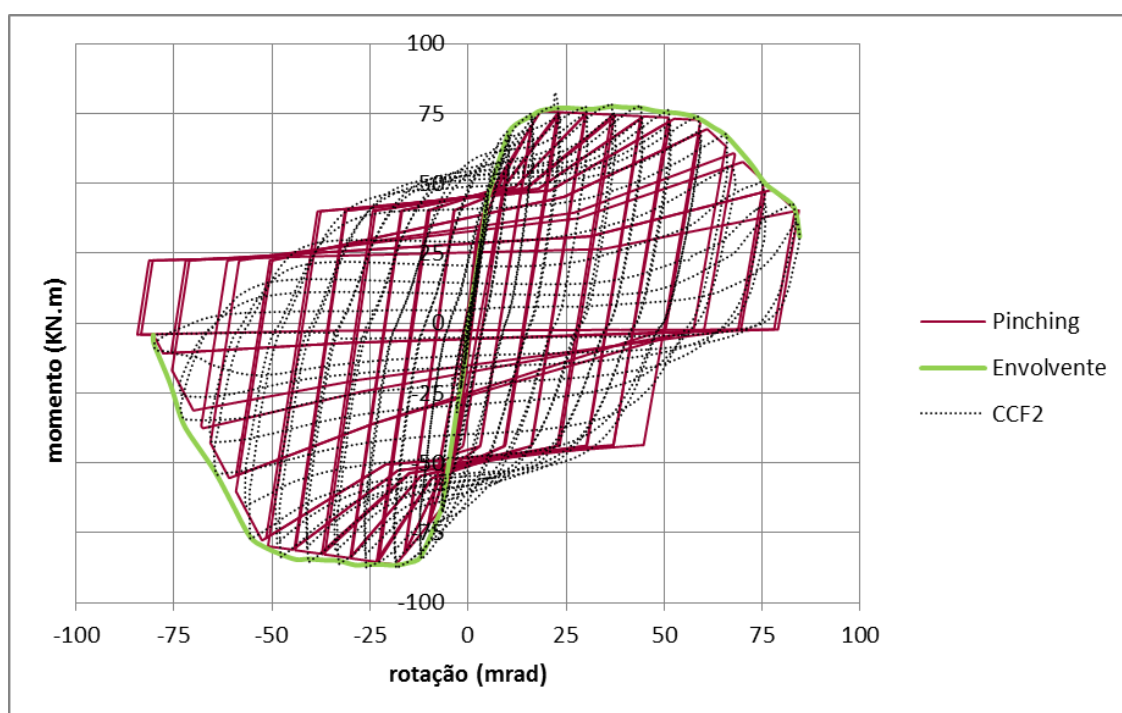


Fig. 3.30 – Comparação entre o modelo numérico e experimental com os fatores de degradação de resistência nulos.

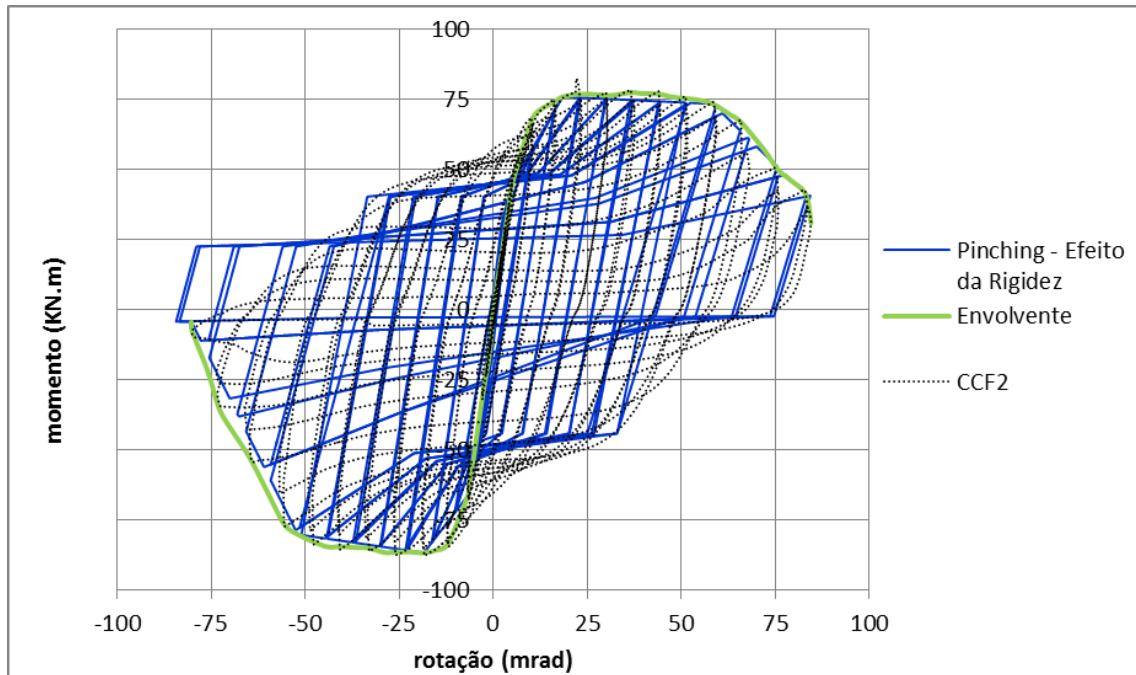


Fig. 3.31 – Efeito do aumento dos parâmetros de degradação de rigidez por descarregamento e comparação entre o modelo numérico e experimental.

Os fatores de degradação de rigidez por descarregamento finais são os seguintes:

- $gK1 = 0.5$ ;
- $gK2 = 0.0$ ;
- $gK3 = 1.0$ ;
- $gK4 = 0.0$ ;
- $gKLim = 0.5$ ;

O comando “PINCHING4” revela-se como uma ótima escolha para a modelação do elemento específico em causa. Não só demonstra um comportamento ao carregamento monotónico, o qual se considera como preponderante para a investigação em causa, com características similares ao evidenciado pelo elemento experimental CCF2, como também exibe discrepâncias pouco relativas em procedimento de carregamento cíclico, tal como se ilustra na Fig. 3.32. Concluindo é possível afirmar que os valores recolhidos e computados geram um grau elevado de confiança nos resultados.

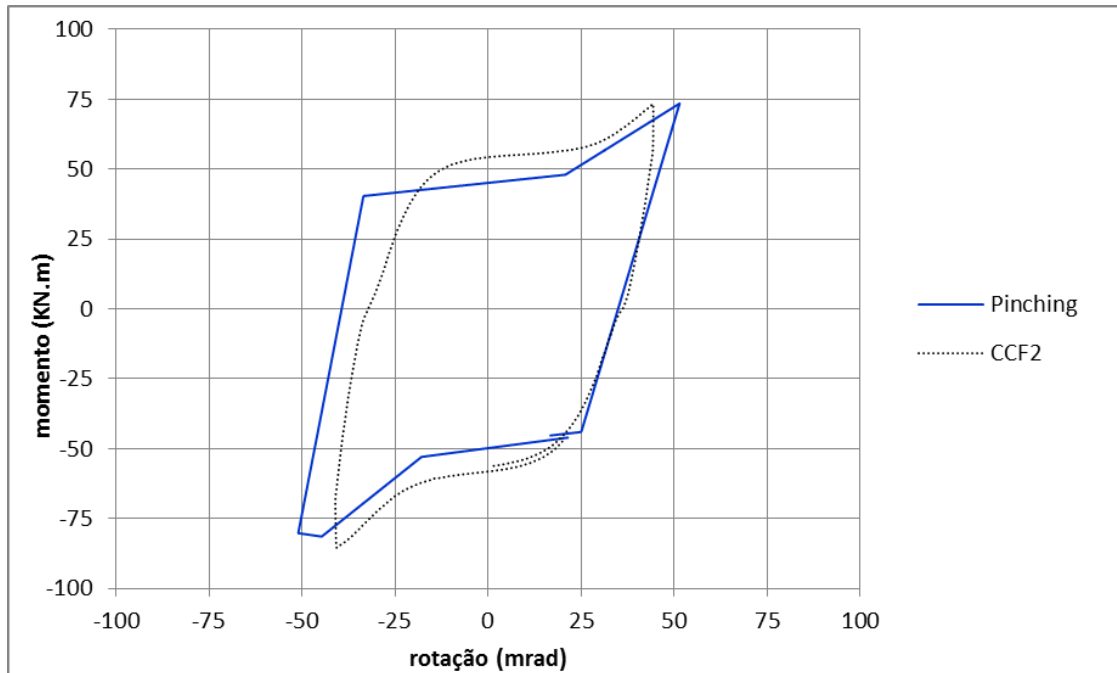


Fig. 3.32 – Comparação de um ciclo entre o modelo numérico e o experimental.

#### 3.4.2. COMANDO – “REINFORCING STEEL”

No caso da modelação com recurso ao uso do comando “*Reinforcing Steel*” afirma-se anteriormente possíveis dificuldades que o autor enfrenta na sua modelação de forma a ser obtido um comportamento típico momento-rotação similar ao exigido pelo método experimental. Um dos obstáculos é a modelação do aumento de rigidez após o patamar de cedência e consequentemente, o aumento do momento resistente exibido nos resultados do modelo experimental, tal como se ilustra na Fig. 3.33. O comando “*Reinforcing Steel*” não possui características para a eficaz modelação desta situação, uma vez que os parâmetros envolvidos não se focam nesta área. Não obstante, a impossibilidade de consideração deste pormenor não implica a inadaptabilidade do material modelado, pois para a investigação em curso a curva envolvente da relação momento-rotação é o elemento fulcral, uma vez que é este elemento que condiciona a análise “*Pushover*”.

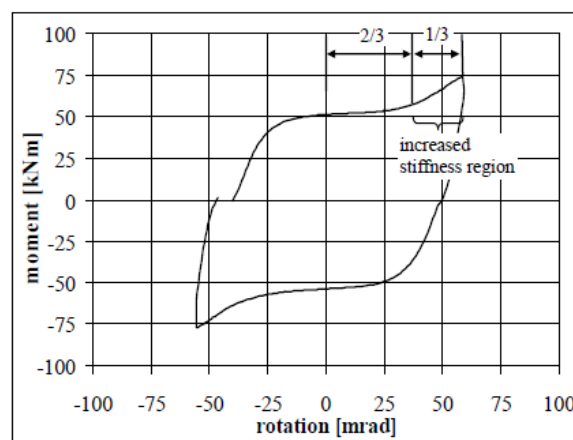


Fig. 3.33 – Representação do aumento de rigidez do elemento CCF2 [7].

No Quadro 3.8 o autor atribui valores de resistência e rotação aos parâmetros correspondentes, tendo em conta a análise do comportamento estrutural ao carregamento cíclico do elemento CCF2. De referir que dados dos Quadros 3.8 e 3.9 indicados são passíveis de serem modificados de modo a ser modelado o comportamento do material com relativa proximidade ao exibido pelo elemento CCF2. Apesar de expostos os dois quadros seguintes o autor assume os valores mais desfavoráveis, uma vez que o material detém um comportamento simétrico, o que impede de ser modelado tendo em conta valores positivos e negativos diferenciados para momentos resistentes e rotações.

Quadro. 3.10 – Valores de rotação e momento resistente designados para o comando “Reinforcing Steel”.

<b>Parâmetros de resistência e deformação positivos</b>	Fy (KN.m)	60	<b>Parâmetros de resistência e deformação negativos</b>	Fy (KN.m)	-66
	Fu (KN.m)	77,5		Fu (KN.m)	-86,5
	esh (mrad)	17		esh (mrad)	-12
	eult (mrad)	36,7		eult (mrad)	-28,8

Quadro. 3.11 – Valores de tangente inicial elástica e tangente inicial na fase de endurecimento.

<b>Parâmetros de rigidez</b>	Es	20000000
	Esh	0,07*Es

O coeficiente de 0,07, “h”, utilizado para o cálculo da tangente inicial no período de endurecimento tem por base os parâmetros de comportamento cíclico calculados por Nauzika [3], tal como se ilustra na Fig. 3.34. A demonstração dos valores obtidos não é parte integrante no estudo realizado pelo autor, pelo que apenas faz uso deste parâmetro.

<i>Behaviour mode</i>	<i>Cyclic behaviour parameters</i>				
	$m_{i,j}$ (Fig. 4.6)	$\theta_{i,j}$ ( $S_{j,1}$ )	$m$ (Eq. 4.6)	$h$ (Eq.4.7)	$L_2$ (Eq. 4.9)
bolt-failure	0,75	0,99	1,0	-	-
plate-failure	0,75	0,99	1,0	0,25	-
local buckling - steel	0,85	0,99	0,95	-	1/150
local buckling - composite	0,80	0,99	0,95	0,07	1/150

Fig. 3.34 – Parâmetros definidores do comportamento cíclico [3].

Definidos os valores de resistência, deformação e rigidez, o autor impõe o modelo de cálculo “*Coffin-Manson Fatigue and Strength Reduction*”. Os fatores envolventes e já explicitados anteriormente são expostos de seguida:

- Cf = 0,80;
- $\alpha$  = 0,50;
- Cd = 0,85;

Os parâmetros são definidos tendo em conta a explicação de cada fator e a influência que provoca nos modelos e por comparação com os exemplos disponíveis no tutorial [7]. No entanto, são valores com

possibilidade de serem modificados de maneira a programar o modelo com um comportamento semelhante ao produzido pelo elemento CCF2.

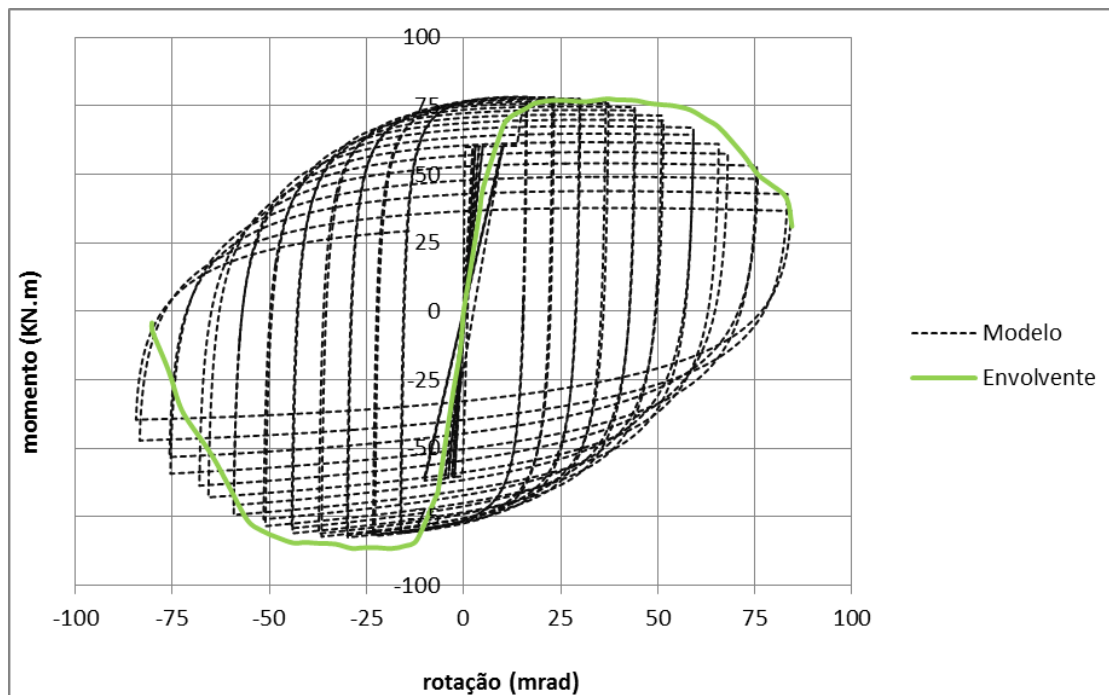


Fig. 3.35 – Diagrama momento-rotação do comando “Reinforcing Steel” e curva envolvente experimental CCF2.

Pela Fig. 3.35 é possível verificar certas irregularidades do modelo programa comparativamente ao comportamento desenvolvido pelo elemento experimental CCF2. Sobretudo destaca-se o valor de tangente inicial exagerado, pelo que o modelo não traduz na realidade o comportamento do elemento em regime elástico. Para além disso, os valores de momento resistente negativo são sobrevalorizados na proximidade de rotura. Tal como referenciado, o presente material exhibe um comportamento simétrico, o implica uma dificuldade acrescida para a sua modelação. Em acréscimo o modelo relativa degradação da rigidez.

Posto isto, o autor altera os seguintes parâmetros:

- $\alpha = 0,52$ ;
- $Cd = 0,80$ ;

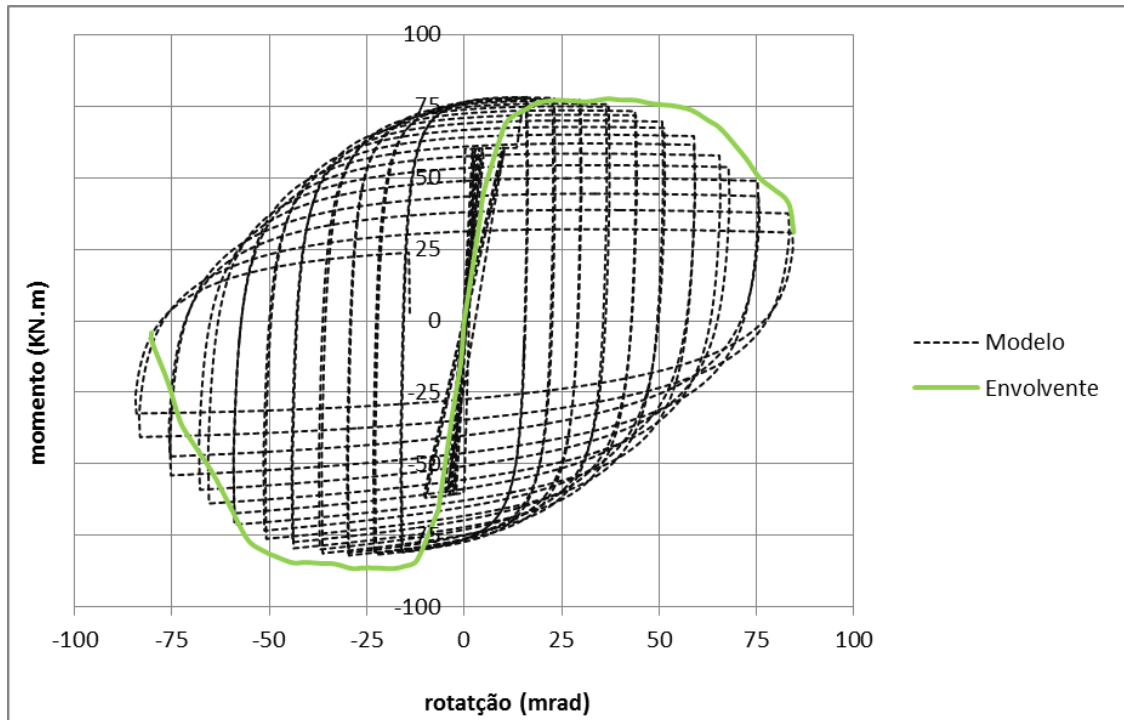


Fig. 3.36 – Diagrama momento-rotação com a alteração dos fatores “ $\alpha$ ” e “ $C_d$ ”.

Pela Fig. 3.36 o modelo indica melhoria, ainda que não seja uma solução, do problema relativo à sobrevalorização dos valores de momento resistente negativo. Em contrapartida o modelo evidencia um erro superior ao da Fig. 3.35 na zona de momento resistente positivo. Nesta fase o autor não se debruça na questão da degradação da rigidez nem do comportamento inadequado em regime elástico do modelo apresentado.

Na tentativa de se proceder à aproximação dos valores computados numericamente aos demonstrados experimentalmente, o autor impõe novas modificações:

- $\alpha = 0,53$ ;
- $C_d = 0,90$ ;

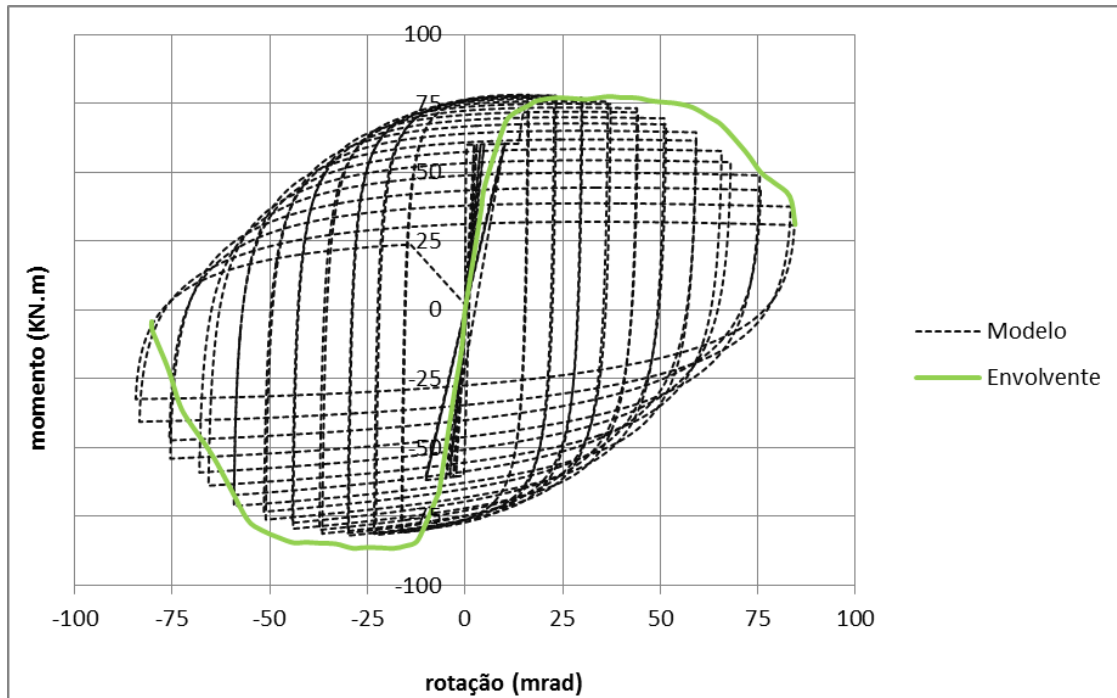


Fig. 3.37 – Imposição de novos valores de “ $\alpha$ ” e “ $C_d$ ”.

A Fig. 3.37 confirma a dificuldade de adaptar o modelo programado ao comportamento invocado pela curva envolvente do elemento experimental. Uma vez que é de extrema dificuldade conciliar os problemas referidos o autor opta por focar o seu esforço na aproximação do comportamento gerado pelo modelo ao exposto pelo elemento experimental CCF2 em regime elástico e na fase de momento resistente máximo, desprezando desta forma o comportamento evidenciado para rotações negativas elevadas, tal como se ilustra na Fig. 3.38.

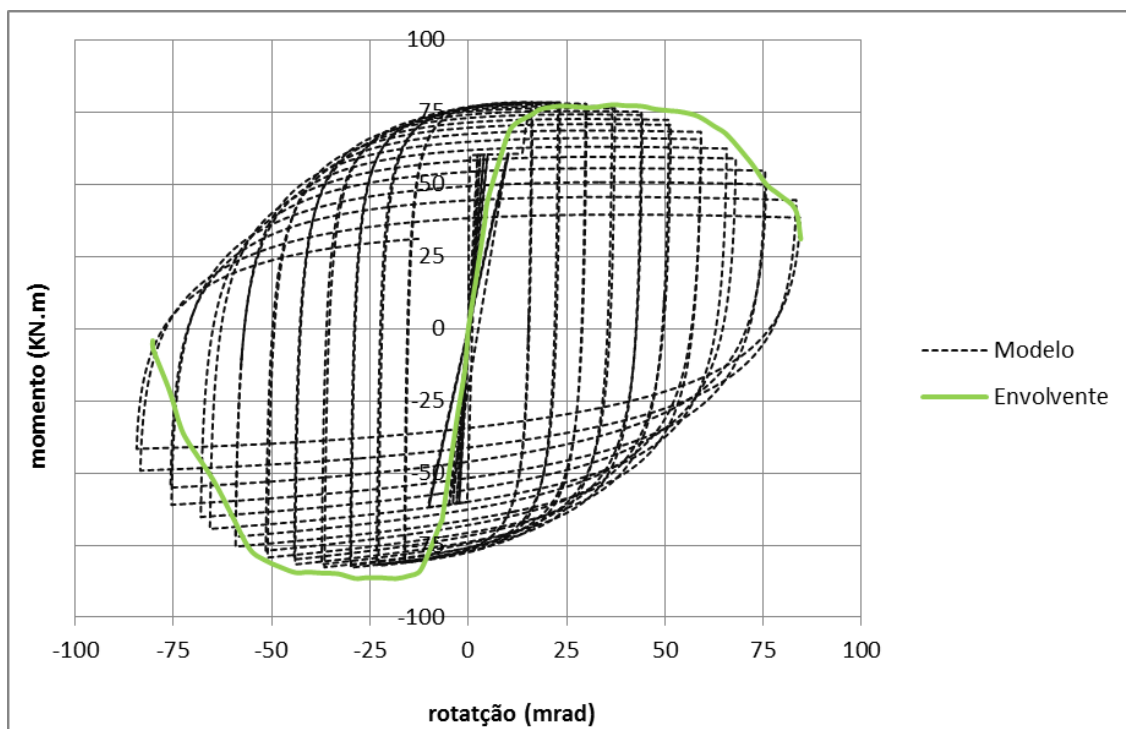


Fig. 3.38 – Alteração dos valores de “ $\alpha$ ” e “Cd” ao proposto na Fig. 3.37.

A conceito idealizado pelo autor tem repercussões nos fatores do material, como se evidencia de seguida:

- $\alpha = 0,48$ ;
- $Cd = 0,80$ ;

Tal como afirmado e visualizado na Fig. 3.38, pela alteração dos dois parâmetros acima é possível aproximar os valores numéricos obtidos por via da modelação e os resultados experimentais na fase do carregamento pretendida, descurando desta forma o período final de resistência à compressão do material. Ainda de salientar as alterações necessárias a serem efetuadas na zona de regime elástico do material.

Posto isto, o autor conclui que os fatores “ $\alpha$ ” e “Cd” tal como são definidos aproximam o modelo da realidade, pelo que não existe razão óbvia para serem alterados. No que diz respeito ao comportamento do material em regime elástico, o autor pretende focar o seu esforço na melhoria desta fase, tal como se expõe:

- $Fy = 40\text{KN.m}$ ;

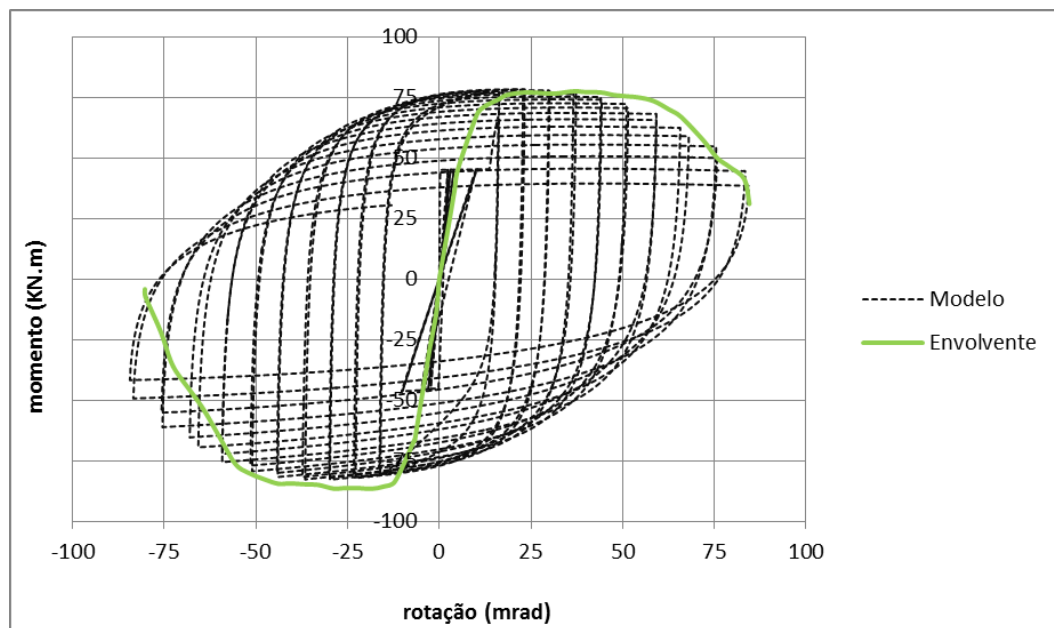


Fig. 3.39 – Alteração do valor de “Fy” relativamente à Fig. 3.38.

A alteração deste fator permite desde logo a aproximação do comportamento do modelo ao evidenciado pela curva envolvente do elemento CCF2, assim como se observa pela Fig. 3.39. Aliás a inclinação da tangente da curva envolvente é diferente após atingido o valor de momento resistente de 40kN.m, pelo que o autor pode idealizar o patamar de cedência para este valor.

Ainda assim o modelo pode ser melhorado com recurso à variação do valor de tangente inicial elástica e consecutivamente do congénere, tangente inicial em fase de endurecimento, tal como se expõe:

- $Es = 10000000$ ;
- $Esh = 700000$ ;

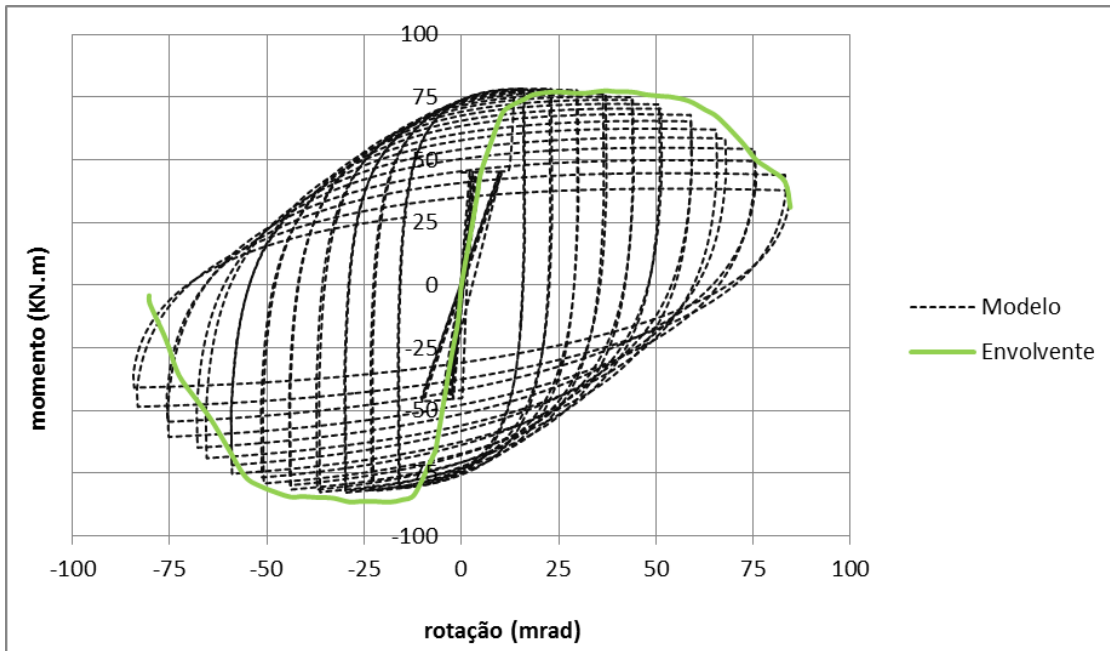


Fig. 3.40 – Alteração do valor de “Es” e “Esh”.

A Fig. 3.40 permite visualizar um comportamento cíclico distinto por via da alteração dos valores da tangente. Ainda que não seja a situação ideal, o uso dos fatores acima descritos possibilita a aproximação do modelo à situação real. Por modificação dos valores das tangentes e do fator de deformação correspondente ao início do endurecimento e aumento de resistência, o autor finaliza a modelação do material em causa. Fatores em questão:

- $E_s = 7000000$ ;
- $E_{sh} = 490000$ ;
- $esh = 12,0\text{mrad}$ ;

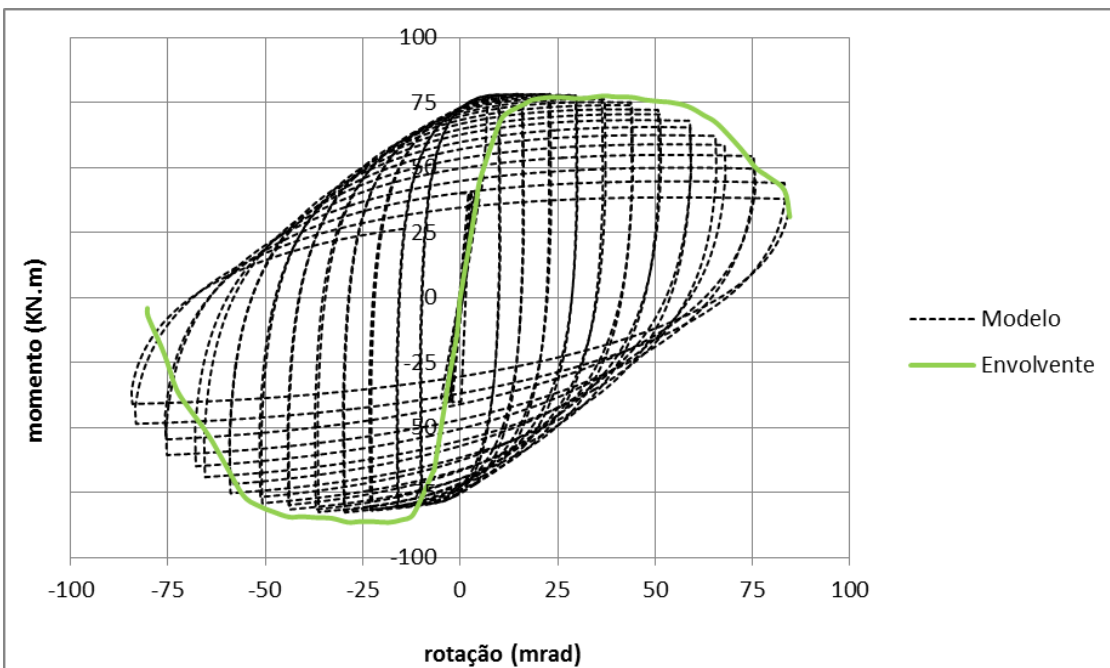


Fig. 3.41 – Alteração do valor de “Es”, “Esh” e “esh” relativamente à Fig. 3.40

Pela Fig. 3.41 conclui-se o sucesso da modelação do material para o regime elástico. Contudo, o modelo revela algumas deficiências de ordem ligeira.

A Fig. 3.42 realça os aspetos positivos e negativos do material modelado sendo que é possível estabelecer comparações. O modelo é incapaz de representar a degradação da rigidez por via do descarregamento durante a maioria do carregamento cíclico, à exceção do verificado nos ciclos próximos da rotura.

Como o autor inicialmente referencia, o modelo é incapaz de representar o acréscimo de rigidez e resistência por via do fecho das fissuras originadas no processo experimental, tal como se visualiza na Fig. 4.43, no entanto, é importante realçar o comportamento similar envolvente do material modelado ao projetado com base em experiência. Para a investigação em causa o comportamento envolvente do modelo é de maior relevância, pelo que o material estudado tem condições de aplicabilidade, no entanto, existe a necessidade de ser acautelado o momento resistente negativo para deformações extensas.

Para acrescentar, é observável pela Fig. 3.41 uma discrepância relativamente baixa do modelo em regime elástico ao congénere na mesma situação.

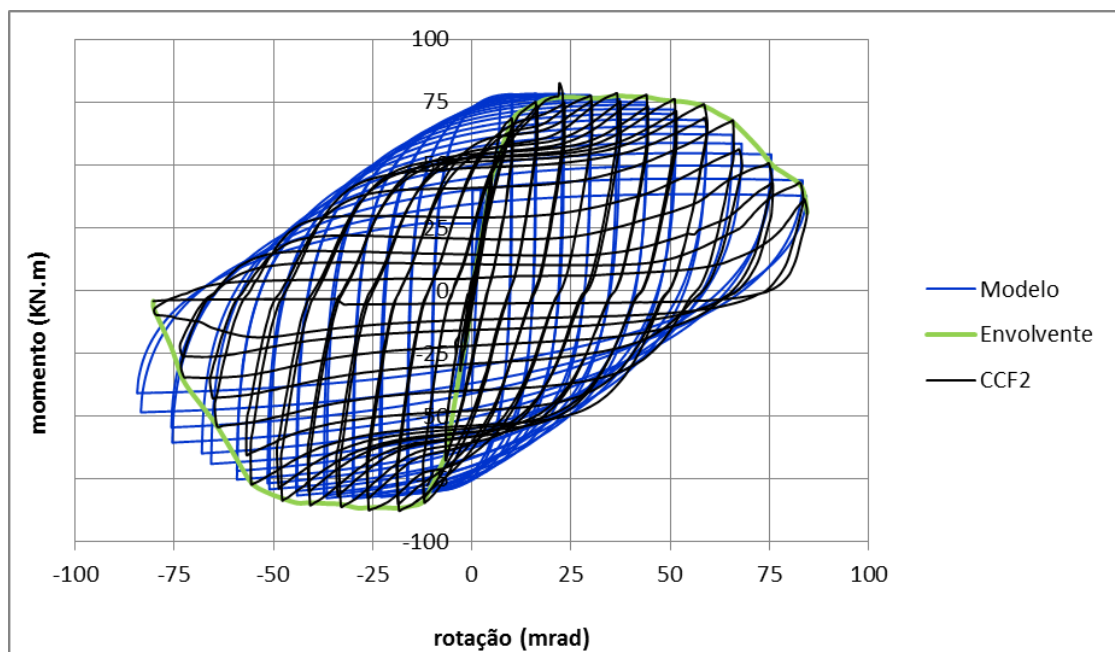


Fig. 3.42 – Comparação entre o comportamento do modelo final e do elemento experimental CCF2.

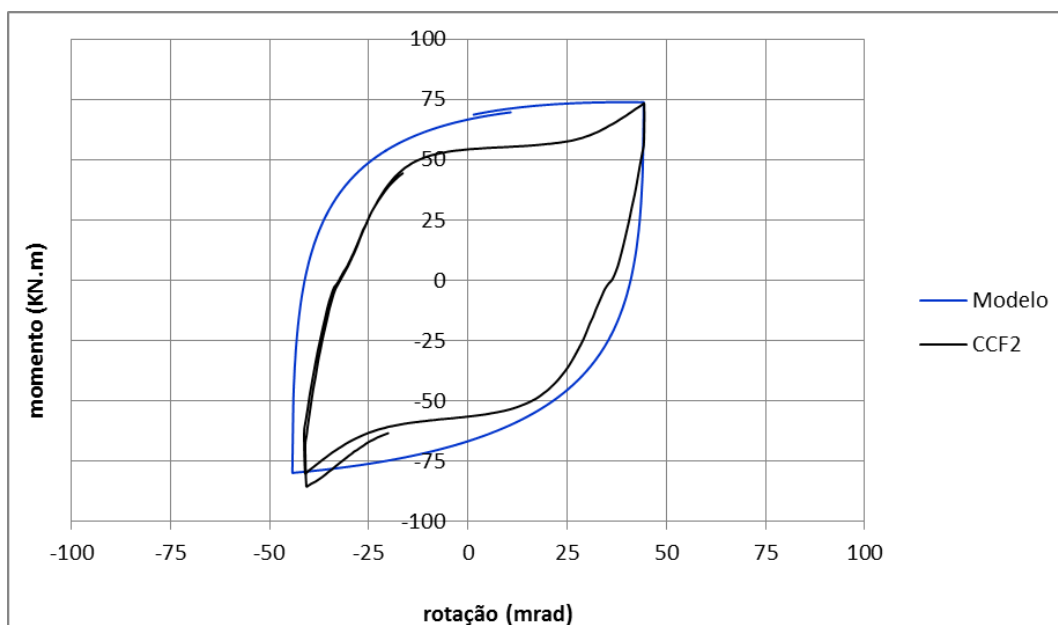


Fig. 3.43 – Comparação de um ciclo entre o modelo numérico “Reinforcing Steel” e o experimental.

### 3.5. CONCLUSÕES DA MODELAÇÃO

Após a modelação dos comandos “PINCHING4” e “Reinforcing Steel” é possível afirmar com um certo grau de confiança a aplicabilidade dos modelos numa estrutura global para posterior análise. Ambos demonstram características que se compadecem com as referidas para o elemento experimental CCF2, embora esse ajustamento seja mais favorável no caso do comando “PINCHING4”, uma vez que os parâmetros que estabelecem o comportamento deste comando permitem a modelação dos vários fatores fulcrais do comportamento momento-rotação do elemento experimental.

Assim como o autor refere anteriormente, o objetivo primordial é a obtenção de um modelo com características ao carregamento monotónico similar ao obtido por via experimental e exibido graficamente pela curva envolvente através do tratamento dos dados numéricos. Os dois materiais revelam comportamentos cíclicos distintos, mas semelhantes quando da curva envolvente se trata, à exceção da fase final em compressão para o comando “Reinforcing Steel”. Este indicador permite projetar a confiança em resultados futuros, nomeadamente para a análise “pushover”.

Concluindo, efetuada a análise local momento-rotação dos dois materiais indicados, o autor seleciona o modelo “PINCHING4” para a sua inclusão em futuros procedimentos de análise global de estruturas, uma vez que é a opção que oferece maior segurança do ponto de vista dos resultados obtidos e revela um comportamento cíclico bastante interessante de ser analisado continuamente, o qual é próximo do gerado com recurso a testes experimentais.

# 4

## ANÁLISE GLOBAL DE PÓRTICOS SELECIONADOS

### 4.1. CONTEXTO

Neste capítulo pretende-se efetuar a aplicação dos modelos de análise local a pórticos selecionados com vista a posteriormente se proceder uma análise e estudo global do comportamento das estruturas, sendo que a finalidade desta fase prendeu-se com a verificação da viabilidade de aplicação do elemento experimental CCF2.

A análise global é realizada através do programa computacional “*Robot Structural Analysis Professional*” [8]. Por via do uso da ferramenta informática enunciada o autor modela estruturas de pórticos com a definição das características dos elementos construtivos, tais como: materiais utilizados, dimensões, entre outras tantas opções. No caso específico do elemento estrutural, viga, o autor define um elemento com parâmetros e características semelhantes ao desenvolvido experimentalmente, CCF2, uma vez que o objetivo final é a avaliação do comportamento na ligação coluna-viga, tendo como resultado final, o colapso da estrutura na zona estudada para análises a serem aplicadas no futuro. Esta suposição vem no seguimento do referenciado inicialmente, uma vez que a investigação em causa, a qual tem por base a tese de doutoramento de Nuzika, não se aplica no estudo ao nível da coluna, pelo que o autor impede a ocorrência de problemas de plastificação e colapso nesta área, obrigando desta forma a que o mesmo aconteça por via de um comportamento similar a rótula plástica na proximidade da ligação da viga à coluna. Nos pórticos em estudo a coluna é modelada com parâmetros de elemento de betão armado que possibilitem um momento resistente superior ao atuante.

Neste seguimento desenvolve-se a adaptação da geometria e modelação das características das estruturas em pórtico ao comportamento evidenciado pelo elemento experimental CCF2, ou em caso contrário, procede-se à reformulação das vigas perante disposições geométricas impostas. Na situação em que se pretenda avançar pela segunda opção o autor necessita de programar novos modelos locais do comando “*PINCHING4*” com as respetivas alterações necessárias aos parâmetros obtidos para o modelo local anterior, uma vez que para a análise estática sem redistribuição a ser levada a cabo por via do programa “*Robot*”, porventura pode resultar em valores superiores de momento atuante aos obtidos na capacidade resistente pela análise experimental do elemento CCF2. A afirmação anterior, implica a reformulação do cálculo da ligação coluna-viga para valores de resistência superiores aos gerados na análise efetuada pelo programa informático. Para além disso, provavelmente, associado à necessidade de aumentar a capacidade resistente, o autor terá de aumentar as dimensões da viga e alterar o perfil HEA200 utilizado para o caso experimental CCF2. No caso da geometria da estrutura

requerir à aplicação de uma nova viga e ligação coluna-viga, o autor recorre à ferramenta informática “ConSteel” e “csJoint” [10] desenvolvida na BME.

## 4.2. PÓRTICOS SELECIONADOS

Nesta fase pretende-se expor pórticos selecionados com variações na sua geometria e as estruturas em que se inserem para posterior análise. O objetivo passa por avaliar o impacto que as mudanças introduzidas produzem nas estruturas e os respetivos resultados finais para o seu dimensionamento.

Os pórticos são sujeitos a análise global em apenas uma direção, sendo que as colunas são separadas por um vão de 6m. Para além disso, a altura das estruturas em pórtico é variável tendo em conta o número de pisos constituintes e a dimensão longitudinal das colunas.

### 4.2.1. PÓRTICO DE DOIS PISOS E UM VÃO

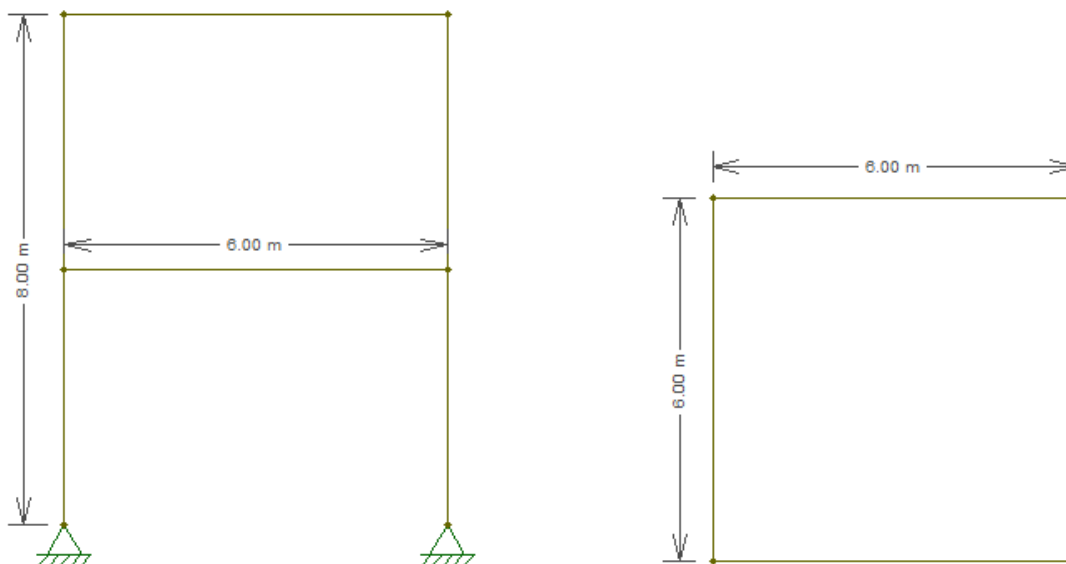


Fig. 4.1 – Pórtico-tipo um e planta da estrutura selecionada.

O pórtico representado na Fig. 4.1 é constituído pelos parâmetros expressos no Quadro 4.1.

Quadro. 4.1 – Comprimento de parâmetros constituintes no pórtico.

Parâmetros constituintes do pórtico	Extensão (m)
coluna	4
viga	6
viga perpendicular	6

### 4.2.2. PÓRTICO DE DOIS PISOS E UM VÃO ADICIONADO A UM PISO E UM VÃO

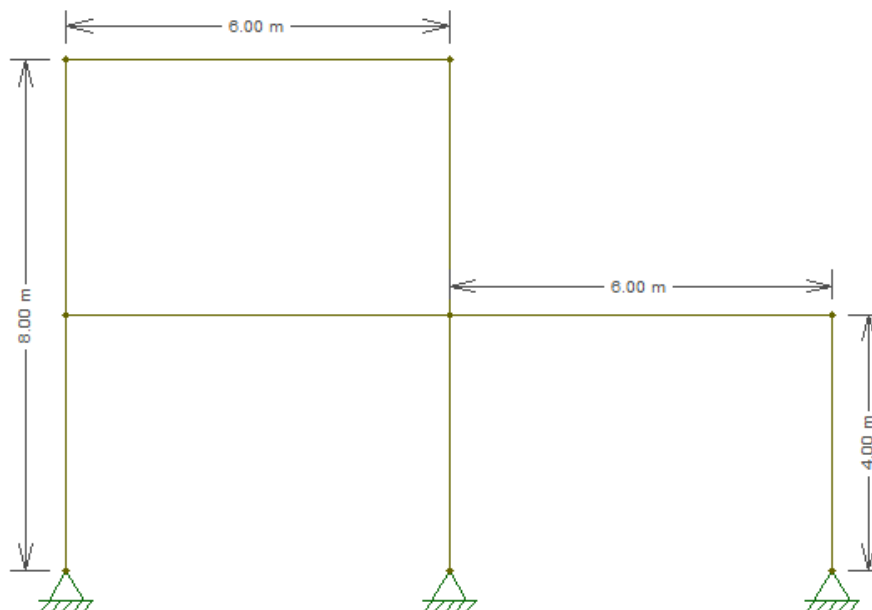


Fig. 4.2 – Pórtico-tipo dois.

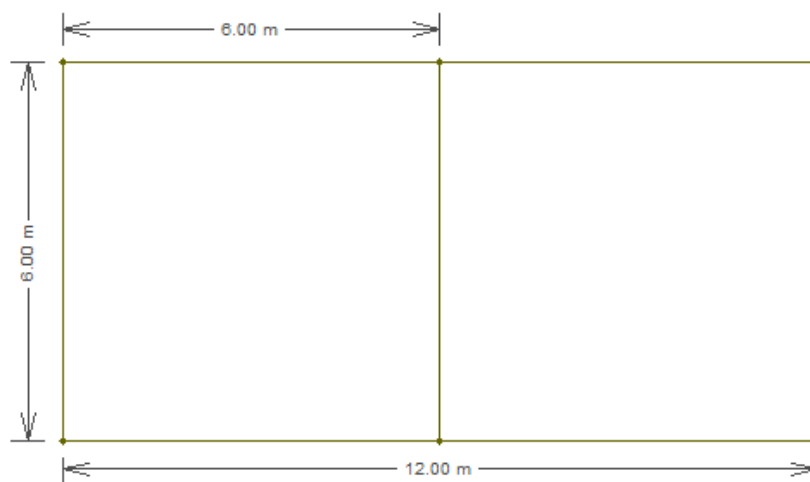


Fig. 4.3 – Planta da estrutura selecionada para o pórtico-tipo dois.

As Fig. 4.2 e 4.3 representam a extensão do piso um para 12m, o qual é constituído por três colunas e duas vigas. O modelo global sofre assim a alteração indicada de modo a ser comparado com o modelo ilustrado na Fig 4.2. O pórtico apresentado na Fig. 4.2 mantém os valores dos parâmetros definidos no Quadro 4.1

#### 4.2.3. PÓRTICO DE DOIS PISOS E DOIS VÃOS

A Fig. 4.4 evidencia o modelo global gerado para representar o pórtico estudado de dois pisos e dois vãos de 6m cada. Novamente é criado uma extensão do modelo anterior com a finalidade de ser estudado o seu comportamento.

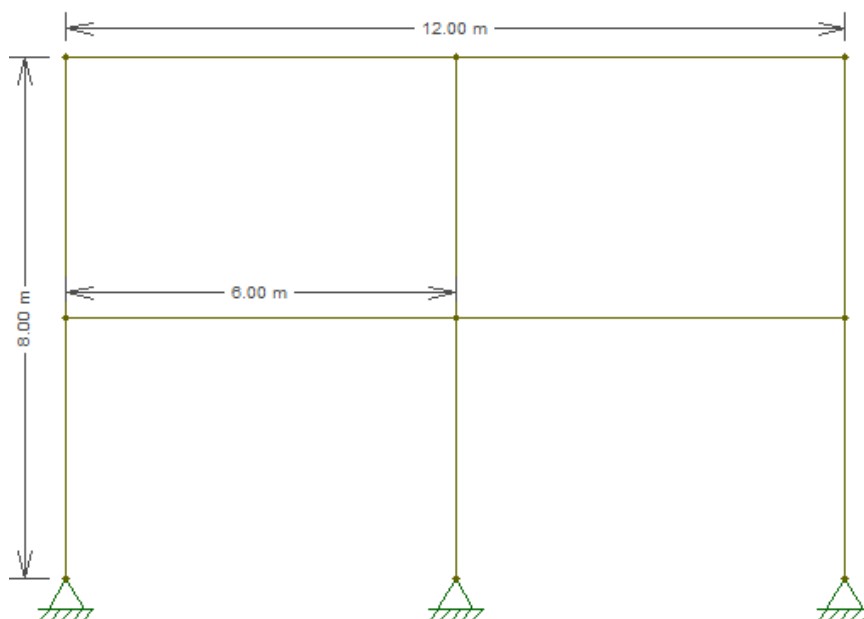


Fig. 4.4 – Pórtico-tipo três.

### 4.3. APLICAÇÃO DE AÇÕES NOS PÓRTICOS SELECIONADOS

#### 4.3.1. AÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS

Quadro. 4.2 – Parâmetros utilizados para o cálculo das ações nos pórticos.

Parâmetros	Unidades	Valores
Área do piso	(m*m)	36
Metade da área	(m*m)	18
Espessura da laje	m	0,25
Peso volúmico do Betão Armado	KN/m <sup>3</sup>	25

Cada viga dos pórticos expostos tem como área de influência aproximadamente metade da área do pavimento em que se insere. Desse modo o autor apenas contabiliza a dita área de atuação para o cálculo de ações permanentes e sobrecargas. Ainda de referir que o material considerado no programa “Robot” para representar os pilares, como é indicado no Quadro 4.2, é o betão armado. O autor adota pilares com geometria de 30\*30 (cm<sup>2</sup>). Já as vigas são representadas por um material que apresenta as mesmas características que o elemento experimental CCF2 estudado por Nauzika evidencia, ou seja o autor utiliza um material que represente o momento de inércia, I, de 2440 cm<sup>4</sup> e área de 0,0625 m<sup>2</sup>. Na modelação da estrutura global por via do programa OpenSEES, o momento de inércia, a área e módulo de elasticidade são os fatores determinantes para a representação dos elementos construtivos.

No Quadro 4.3 é evidenciado os valores representativos das sobrecargas consideradas e da ação permanente. A ação permanente, peso da laje, é calculada tendo em consideração a espessura de 25 cm para o pavimento. No caso das sobrecargas é necessário estabelecer a divisão das diversas componentes constituintes das mesmas. Na situação em estudo e com recurso ao “Regulamento de

Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” [9] são consideradas dois tipos de sobrecarga: sobrecarga em coberturas e em pavimentos.

Na análise de sobrecargas em pavimentos o autor adota a concentração de pessoas como o elemento preponderante na sua utilização tendo por referência o Artigo 35.1.1 a), uma vez que supõe o carácter privado das estruturas indicadas, resultando na aplicação de uma carga de 2,0 KN/m<sup>2</sup>. Nomeadamente em relação às coberturas o autor considera as mesmas como sendo do tipo de terraço acessível pelo que se aplica uma sobrecarga uniformemente distribuída de 2,0 KN/m<sup>2</sup> compatibilizando este valor com o registado para a sobrecarga atuante no pavimento, tal como propõe o Artigo 34.2 c). Adicionalmente é relevante impor uma sobrecarga atuante nos pavimentos referente ao peso das paredes divisórias. Uma vez não conhecida a localização específica das paredes e respetiva compartimentação que o utilizador pretende efetuar, o autor, por via dos Artigos 15º e 35.1.3, adota uma sobrecarga atuante no valor de 40% da referida anteriormente para a sobrecarga imposta nos pavimentos devida à utilização-tipo prevista.

Quadro. 4.3 – Ação das cargas permanentes e sobrecarga para uma superfície (6\*6).

Parametros	Unidades	Valores	Artigos
<b>Sobrecarga</b>	KN/m <sup>2</sup>	2	Artº 35.1.1 a)
<b>Ação das paredes divisórias ("PERM2")</b>	KN/m <sup>2</sup>	0,8	Artº 15 / Artº 35.1.3
<b>Ação do peso da laje ("PERM1")</b>	KN/m <sup>2</sup>	6,25	

#### 4.3.2. AÇÃO DO VENTO

O autor considera relevante, para além das ações explicitadas acima, a consideração da ação do vento na estrutura, desta forma o Quadro 4.4 expõe os coeficientes de pressão a que as estruturas são sujeitas. Novamente o autor remete os valores referidos com o apoio do “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” [9]. Os coeficientes de pressão exterior são obtidos por via do Anexo I (3.2.2) e tendo em linha de conta os valores de altura, comprimento e profundidade da estrutura referidos no Quadro 4.1.

No caso dos coeficientes de pressão interior, o autor supõe, recorrendo ao Anexo I (3.2.3), que as edificações em causa não possuem aberturas na fachada durante a ocorrência de vento intenso, pelo que podem ser consideradas duas situações tendo em conta a permeabilidade das paredes, fundamentalmente devidas ao fraco isolamento das janelas ao vento: duas fachadas com permeabilidade semelhante e as restantes impermeáveis ou por outro lado a consideração das quatro fachadas permeáveis. Uma vez que a exploração dos diversos resultados provenientes do estudo alargado da ação do vento não é prioritária, o autor considera a segunda opção exposta para simplificação de dados.

Posto isto, os coeficientes globais de pressão são extraídos por via da soma entre os coeficientes de pressão exterior e interior, tal como referido no Quadro 4.4.

Quadro. 4.4 – Coeficientes de pressão nas paredes.

	1ª Parede	Parede oposta	Anexos
Coeficiente exterior de pressão	0,7	-0,25	Anexo I (3.2.2)
Coeficiente interior de pressão	-0,3	-0,3	Anexo I (3.2.3)

<b>Coefficiente global (<math>\delta_p</math>)</b>	<b>0,4</b>	<b>-0,55</b>	<b>-</b>
--	------------	--------------	----------

No Quadro 4.5 são evidenciados fatores preponderantes para a obtenção do valor de pressão dinâmica do vento,  $w_k$ . Como seria de esperar tanto a localização da edificação e respetiva rugosidade do solo em se insere, tal como a altura da estrutura são componentes que consoante a sua mutação impõem valores diferenciados de  $w_k$ .

O autor pressupõe que as edificações se localizam na zona A tendo em conta o exposto no Artigo 20º, pelo que se entende que as estruturas nem se encontram a uma altitude superior a 600 m nem numa faixa costeira de 5 km. Neste sentido são também excluídos os arquipélagos dos Açores e da Madeira. Para além disso, o autor supõe que as estruturas não se encontram no interior de zonas urbanas com edifícios de médio ou elevado porte, pelo que se admite a rugosidade aerodinâmica do solo do tipo 2, segundo o Artigo 21º.

Por via do Artigo 24º e das suposições já referenciadas é possível obter o fator de pressão dinâmica do vento,  $w_k$ , em KN/m<sup>2</sup>. Para além disso, a altura das edificações é uma componente com preponderância na sua determinação, tal como se pode verificar no artigo exposto.

Quadro. 4.5 – Parâmetros para a determinação do fator de pressão dinâmica do vento “Wk”.

	Valores	Artigos
Localização do edifício	A	Artº20
Rugosidade aerodinâmica do solo	II	Artº21
Altura do edifício	8m	-
<b>Fator de pressão dinâmica do vento (<math>w_k</math>)</b>	<b>0,9</b>	<b>-</b>

A pressão criada nas paredes pela ação do vento é calculada tendo em conta os coeficientes de pressão globais e o fator de pressão dinâmica expostos nos Quadro 4.4 e 4.5. No Quadro 4.6 é possível visualizar os valores de pressão para as paredes opostas consideradas na estrutura.

Quadro. 4.6 – Pressão criada por ação do vento nas paredes.

		1ª Parede	Parede oposta
<b>Pressão</b>	$\delta_p * w_k$ (KN/m <sup>2</sup> )	0,36	-0,495

O Quadro 4.7 exemplifica as forças distribuídas atuantes nas colunas das estruturas indicadas anteriormente. Os valores envolvidos no referido quadro implicam a atuação da ação do vento na direção horizontal e a consequente possibilidade de ocorrer em sentidos opostos, mas nunca em sintonia

Quadro. 4.7 – Força distribuída por coluna aplicada por ação do vento.

	1ª Parede	Parede oposta	Unidades
<b>Força distribuída (Colunas)</b>	2,16	-2,97	KN/m
	2,97	-2,16	KN/m

### 4.3.3. AÇÃO SÍSMICA

No caso da ação sísmica o autor adota, da mesma forma que o efetuado nos capítulos anteriores, valores para determinados fatores, sendo caso disso o coeficiente amortecimento no valor de 5%. O cálculo da frequência pelo método “Rayleigh” resulta no valor de 1,59 Hz, pelo que o período de vibração é o valor inverso da frequência, o qual resulta no valor de 0,628 s. O primeiro modo de vibração é o dominante, tal como era esperado.

O cálculo da aceleração espectral é realizado tendo por base os conceitos do EC8 [11]. Para tal são admitidos os seguintes fatores:

- Tipo de terreno: B;
- Classe de importância da edificação: II;
- Fator de comportamento,  $q$ : 6,0
- Zona sísmica tipo 1 (1.3):  $a_{gr}=1,5 \text{ m/s}^2$ ;
- Zona sísmica tipo 2 (2.4):  $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$ ;

ag	1,088450	(m/s <sup>2</sup> )
Behavior factor:	6,00000	
Spectrum	<input checked="" type="radio"/> Design <input type="radio"/> Elastic	
Direction	<input checked="" type="radio"/> Horizontal <input type="radio"/> Vertical	
S	1,35	
B	0,2	
Tb	0,1	
Tc	0,6	
Td	2	

Fig. 4.5 – Parâmetros definidores da ação sísmica.

## 4.4. DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR PARA A ANÁLISE ESTÁTICA SEM REDISTRIBUIÇÃO

### 4.4.1. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO UM

Após a definição das ações atuantes nos pórticos selecionados e formulação dos vários casos de carga o autor impõe uma análise estática sem redistribuição ao modelo idealizado. Uma vez que não existe um estudo aprofundado do material nas colunas, entende-se que a melhor opção é a consideração do modelo sem redistribuir as ações atuantes. Tal assunção implica a imposição de os componentes constituintes da estrutura apenas se comportarem na respetiva fase elástica durante o carregamento atuante para os variados casos de cargas estipulados. A Fig. 4.6 ilustra os valores de momento fletor envolvente para a estrutura em análise.

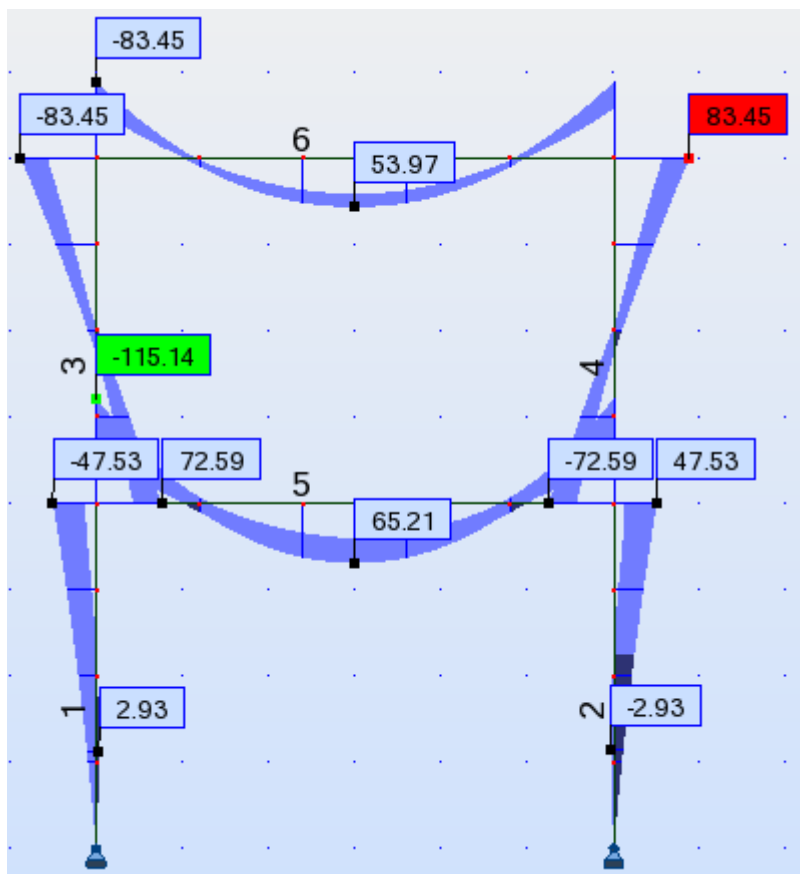


Fig. 4.6 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo um.

Pela figura traduzida acima, é possível observar que as cargas impostas implicam valores de momento fletor no pórtico, na zona de ligação viga-coluna, que superam os valores permitidos de resistência máxima ao momento fletor do elemento definido experimentalmente, CCF2. A meio vão os valores verificados são moderados pelo que não existe perigo de rotura nesta zona, nem de ser ultrapassado o valor máximo de resistência em fase elástica.

Posto isto, é necessária a devida reformulação da zona de ligação e do elemento de modo a ser atingido um valor de momento resistente capaz de suplantar os expostos na Fig. 4.6.

#### 4.4.2. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO DOIS

A Fig. 4.7 ilustra o diagrama de momentos flectores envolventes para o pórtico-tipo dois tendo em conta as ações referidas e os casos de carga por estas geradas. Novamente é possível concluir que os valores atuantes de momento fletor excedem em larga escala os permitidos pela capacidade resistente da ligação viga-coluna, os quais foram devidamente estudados anteriormente. Tal como se sucede para o caso do pórtico-tipo um, também para esta situação é necessário o redimensionamento da ligação que fora estabelecida, por forma a serem obtidos resultados satisfatórios. Este pressuposto apenas é concretizável através da alteração das componentes fundamentais no comportamento da ligação e por via da sua computação.

Finalizando, os resultados expostos eram expetáveis, uma vez que o incumprimento registado para o caso do pórtico-tipo um indicava desde logo o agravamento dos valores de momento fletor atuante na

zona de ligação do pilar intermédio ao nível do primeiro piso. Da mesma forma é suposto que o mesmo resultado final seja obtido na análise do pórtico-tipo três, tendo em consideração as características geométricas estrutura.

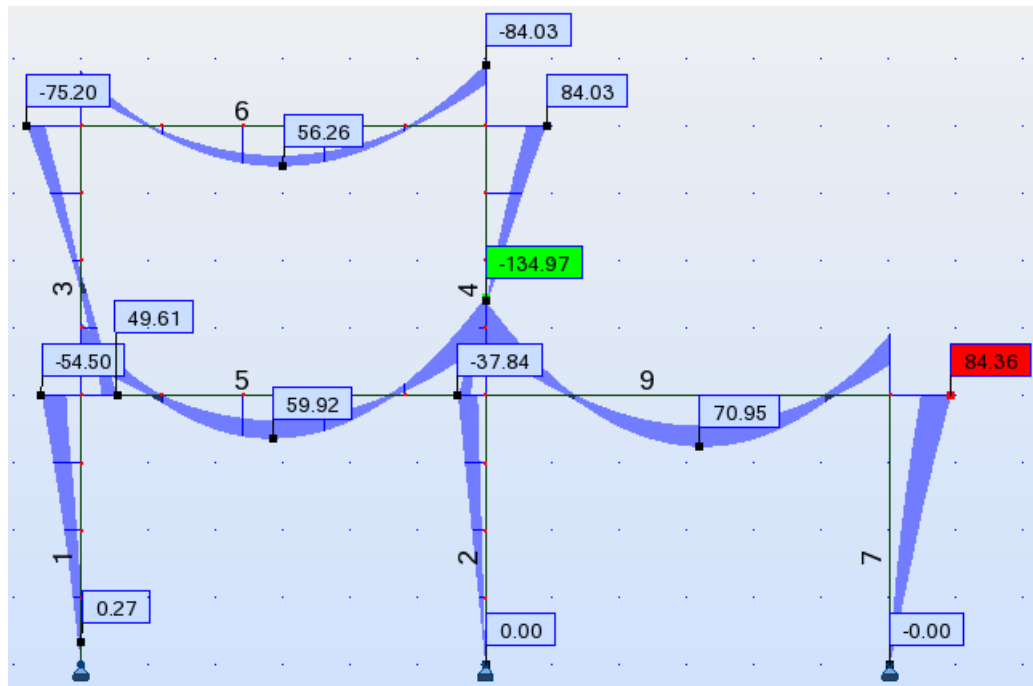


Fig. 4.7 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo dois.

#### 4.4.3. ANÁLISE PARA O PÓRTICO-TIPO TRÊS

A Fig. 4.8 expõe os valores de momento fletor atuante com base na análise efetuada para o pórtico-tipo três.

Pela figura indicada é possível verificar um decréscimo no valor de momento fletor máximo atuante na estrutura quando comparada com os restantes pórtico sujeitos a estudo, pelo que não atinge o valor máximo de capacidade resistente da ligação modelada. Ainda assim o mesmo não se sucede no caso do momento fletor negativo máximo.

Por via dos factos apresentados, o autor entende a necessidade da criação de uma nova ligação por forma a esta ser eficaz no comportamento pretendido para a mesma quando sujeita a cargas atuantes.

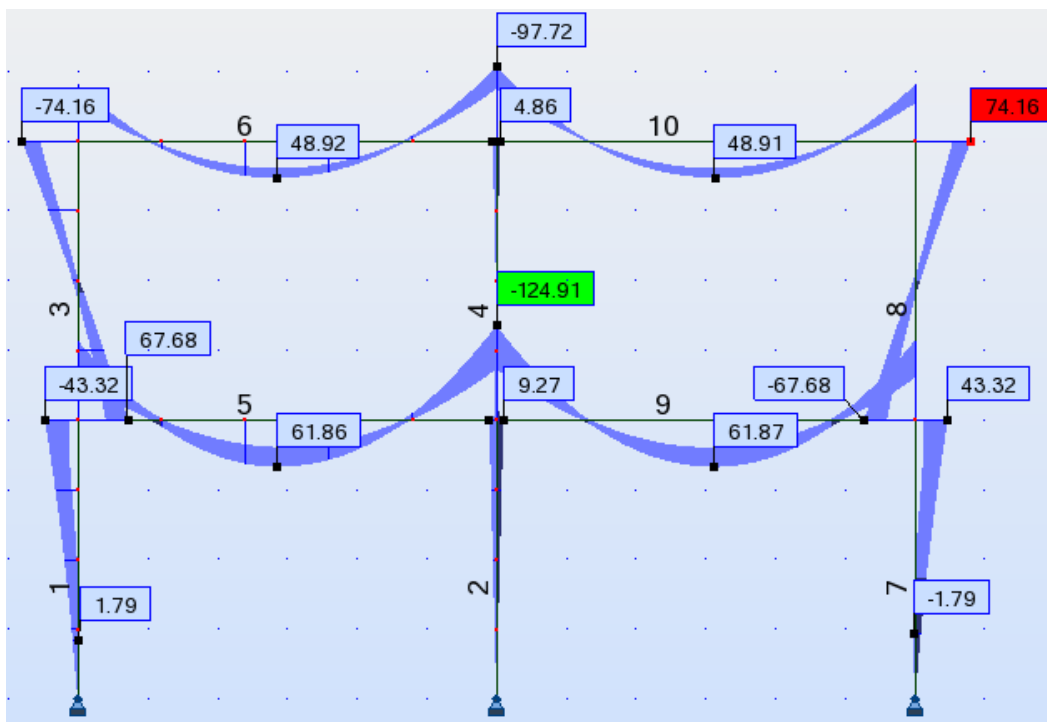


Fig. 4.8 – Diagrama de momento fletor envolvente para o pórtico-tipo três.

#### 4.4.4. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS MÁXIMOS PARA UM PÓRTICO COM O USO DO MODELO EXPERIMENTAL CCF2

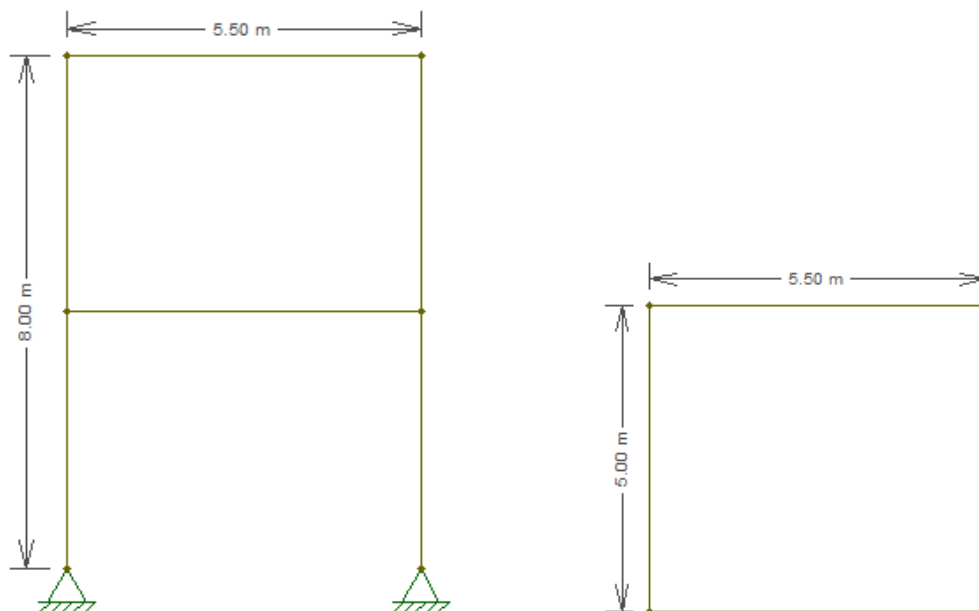


Fig. 4.9 – Dimensões máximas de um pórtico quando aplicado o modelo experimental CCF2 nas vigas.

Geometria do pórtico por forma a possibilitar a aplicação do elemento experimental CCF2. A Fig. 4.10 ilustra o diagrama de momentos fletores atuante no pórtico em causa.

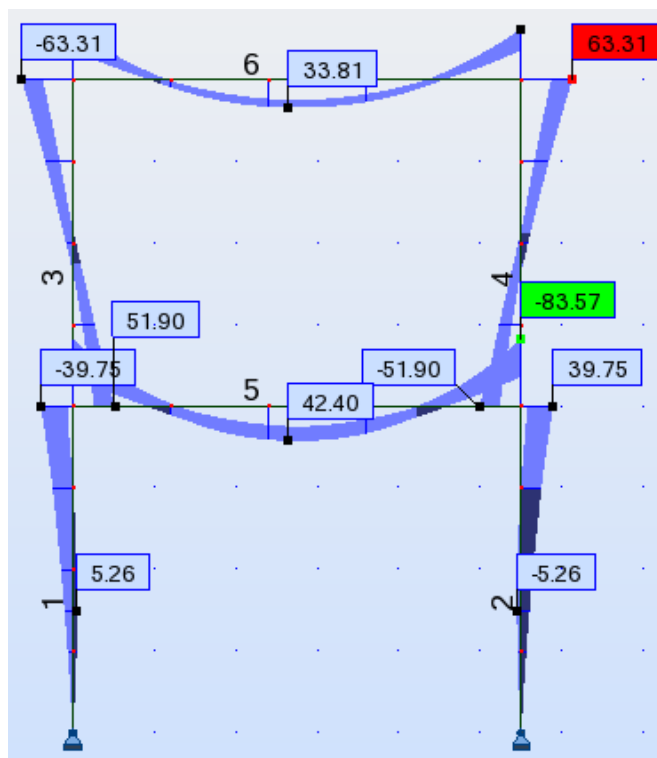


Fig. 4.10 – Diagrama envolvente de momento fletor para o pórtico seleccionado.

A Fig. 4.10 permite verificar que os limites máximos de momento fletor atuante são respeitados tanto em compressão como em tração.

#### 4.4.5. DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO PARA AS COLUNAS

Anteriormente o autor refere a geometria e material das colunas. No Quadro 4.8 são expostos os valores adotados para o dimensionamento.

Quadro. 4.8 – Parâmetros adotados para o dimensionamento das colunas.

Parâmetros das colunas	Unidades	Valores
Área	cm <sup>2</sup>	900
Material	-	Betão armado
% Aço	%	1,0
Classe do aço	-	S500
$\gamma_s$	-	1,15

Durante a investigação os elementos construtivos referentes às colunas não são estudados em detalhe, uma vez que não se trata de uma prioridade no projeto em estudo. Posto isto, o autor apenas dimensiona as respectivas colunas por métodos simplificados e generalistas.

Tal com descrito no Quadro 4.8, o autor assume seções de betão armado para as colunas, as quais são constituídas por betão e aço, sendo que a percentagem de aço presente nas mesmas é de 1,0%. Além disso o aço é da classe de resistência S500, ou seja, implica que o aço tem o valor característico da tensão de cedência do aço,  $f_{yk}$ , de 500 MPa. Importa salientar que a capacidade máxima de resistência do aço é desvalorizada pelo fator parcial de segurança do respetivo material,  $\gamma_s$ , tendo em conta elementos que influenciam o comportamento do material e sejam do desconhecimento do utilizador. O cálculo do momento resistente é demonstrado na Equação 4.1. O autor considera o braço do binário,  $z$ , gerado pelos materiais constituintes, de 0,26 m, tendo em consideração a dimensão útil da coluna.

$$M_{rd} = A_s \times f_{yd} \times z \quad (4.1)$$

O valor referente ao momento fletor resistente é de cerca de 101,74 KN.m, o qual é bastante superior ao valor máximo registado de momento fletor atuante nas colunas, 84,36 KN.m.

No que é relevante à força axial atuante nas estruturas, o pórtico três é o que tem maior carregamento, uma vez que as sobrecargas e ações permanentes atuantes são superiores comparativamente com os restantes casos.

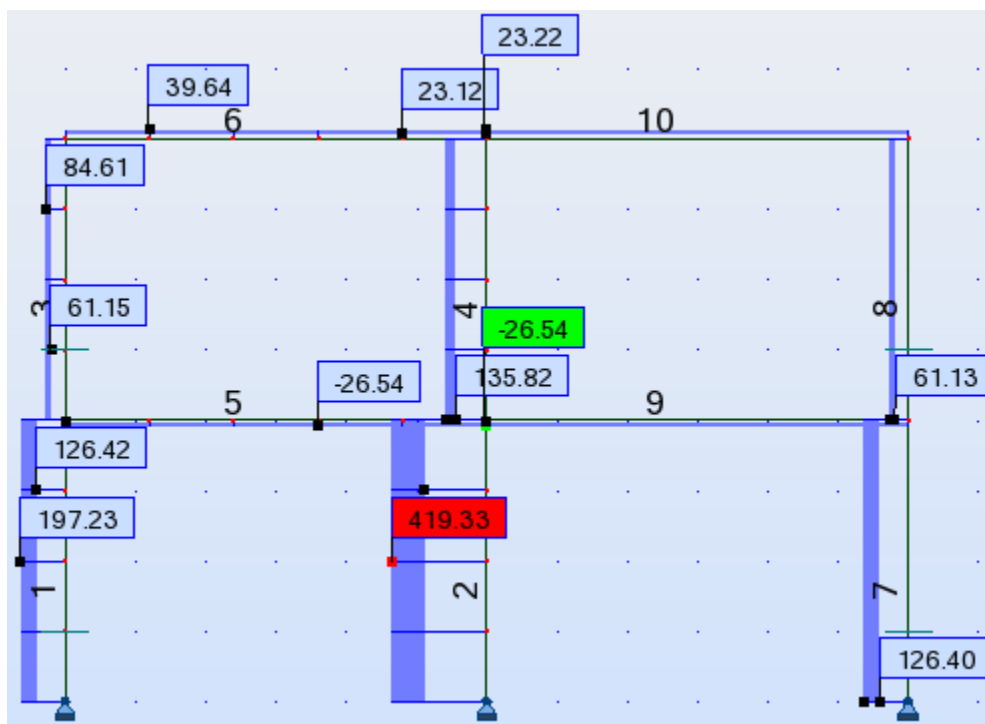


Fig. 4.11 – Diagrama de força axial envolvente para o pórtico-tipo três.

A ilustração da Fig. 4.11 expõe o valor máximo de 419,33 KN, força axial máxima atuante no pórtico selecionado. Atendendo a isso, o autor demonstra, por recurso à equação 4.2, o cálculo da força axial resistente, a qual se pretende superior à congénere atuante por forma a resistir às ações impostas.

$$N_{rd} = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} \quad (4.2)$$

O valor característico da tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{ck}$  adotado pelo autor é de 30 MPa. Igualmente como se sucede em relação ao aço, a capacidade de resistência do betão é também desvalorizada através do coeficiente parcial de segurança para o betão,  $\gamma_c$ , por 1,5. A equação 4.2 expõe  $f_{cd}$ , o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, o qual resulta da divisão entre  $f_{ck}$  e  $\gamma_c$ .

O valor resultante da expressão acima anunciado é de 2191,30 KN. A capacidade resistente da coluna relativamente à força axial é consideravelmente superior à carga atuante.

De salientar que o autor comprova a capacidade resistente dos elementos verticais de uma forma bastante simplificada, uma vez que o estudo destes elementos estruturais não estão na gênese da presente investigação. O cálculo e dimensionamento dos elementos estruturais, coluna, são estudados em maior profundidade, nomeadamente incluindo a influência da interação do esforço axial com o momento fletor e os efeitos de 2ª ordem.

## **4.5. MODELAÇÃO DE UMA NOVA LIGAÇÃO VIGA-COLUNA**

### **4.5.1. MODELO DE CÁLCULO**

O autor expôs anteriormente a necessidade de dimensionar uma nova ligação com capacidade suficiente de modo a ser alcançada a resistência pretendida, ou seja, pretende-se atingir um valor de momento fletor resistente superior ao máximo momento fletor atuante registado globalmente na análise dos três pórticos sujeitos a estudo. Segundo a Fig. 4.7 a nova ligação terá de deter uma capacidade resistente capaz de superar o valor de 134,97 KN.m, valor máximo de momento fletor atuante.

A investigação realizada por Nauzika refere vários elementos estruturais sujeitos a experiência, no entanto os elementos CCB e CCF expostos não têm a capacidade necessária para fazer face ao valor de 134,97 KN.m.

Tendo em conta a inutilidade dos elementos estudados por Nauzika, o autor tem, por obrigação, de modelar uma nova ligação e para que tal se proceda é fulcral programar novamente o modelo local assim como foi demonstrado no capítulo três com o recurso à ferramenta informática OpenSEES [4]. Além disso torna-se evidente a inevitabilidade de alterar as componentes constituintes da ligação, a chapa e os parafusos, por forma a fortalecer a rigidez da mesma. Importa salientar que tal como o sucedido na escolha do elemento modelado e explícito no capítulo dois, o autor tem por objetivo criar uma ligação que evidencie comportamento dúctil na rotura quando esta é sujeita a tais cargas.

O Eurocódigo 3, EC3 [13], prevê métodos de dimensionamento por forma a serem determinadas as características da ligação. Para a utilidade deste método, a ligação é modelada tendo por base a divisão do elemento estrutural em componentes com níveis de capacidade resistente diferenciados, tal como indica a Fig. 4.12 e a respetiva aplicação do estudo apropriado. Na Fig. 4.12 são indicados apenas as componentes, ou seja, as forças internas com preponderância na resistência da ligação.

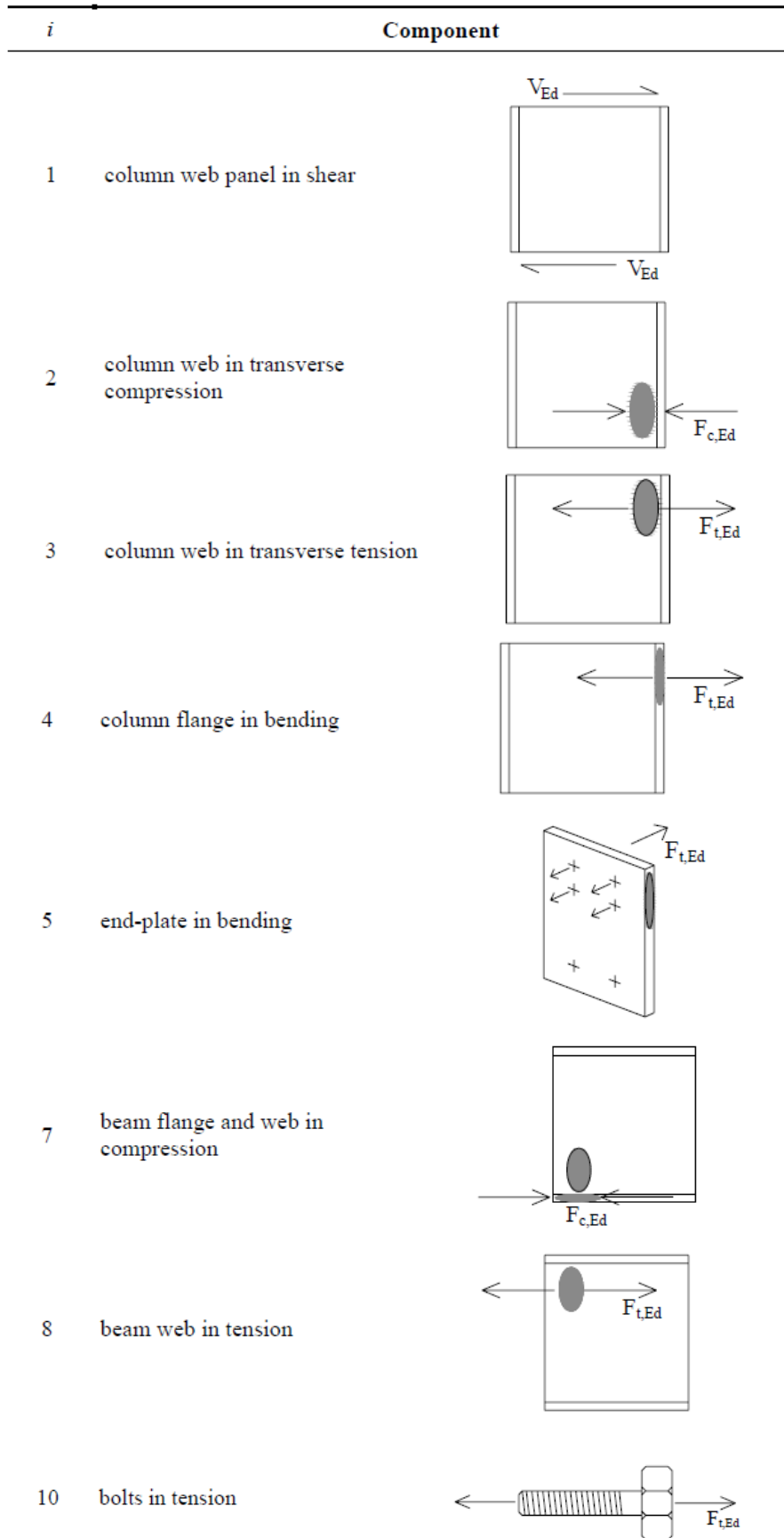


Fig. 4.12 – Componentes que intervêm na resistência e rigidez global da ligação.

Tal como expressa Nauzika, o autor negligencia igualmente os componentes 1 a 4, uma vez que não existem quaisquer resultados da investigação realizada na zona da coluna, pelo que se considera a viga conectada a um apoio rígido, tal como sucedido no capítulo dois. Para além disso, com base no descrito por Nauzika [3], a resistência da alma e do banzo não têm carácter dominante na ligação, sendo assim os componentes 7 e 8 podem igualmente serem desprezáveis.

De acordo com o anunciado, o comportamento típico registado para o componente 5 é o determinante na avaliação do momento fletor resistente da ligação,  $M_{j,Rd}$ . Associada a esta afirmação é possível concluir a influência dos parafusos no comportamento geral da estrutura, pelo que o componente 10 também é alvo de estudo. A Fig. 4.13 representa um modelo simplificado da rigidez da ligação. Posto isto, o estudo da resistência da ligação ao momento fletor é investigado, como indica o EC3 [13], por via do modelo equivalente “*T-stub*”, o qual representa a tensão resistente efetiva de cada fila de parafusos.

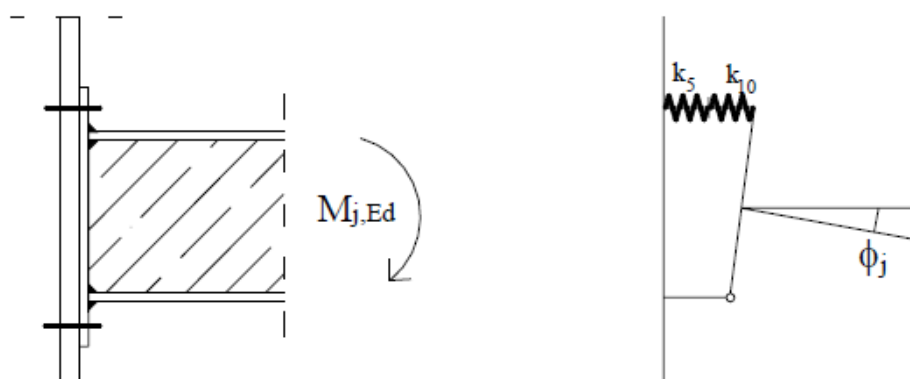


Fig. 4.13 – Modelo simplificado da rigidez para ligações aparafusadas [3].

Tal como referido no capítulo dois para os modos de rotura típicos das ligações sujeitas a estudo, o modelo “*T-stub*” igualmente compreende três modos de rotura:

- Modo 1: plastificação da chapa de ligação;
- Modo 2: combinação da rotura do parafuso com a plastificação da chapa de ligação;
- Modo 3: rotura do parafuso;

#### 4.5.2. MÉTODO DO EC3 PARA O CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA LIGAÇÃO

Nauzika ilustra um modelo para o cálculo do momento fletor resistente com base no EC3, como demonstra a Fig. 4.14.

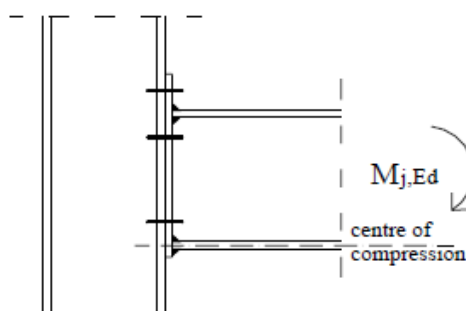


Fig. 4.14 – Modelo da ligação [3].

O EC3 expõe a seguinte equação para o cálculo do momento fletor resistente da ligação, sendo que este valor tem de superar o momento fletor atuante.

$$M_{j,Rd} = \sum h r \times F_{tr,Rd} \quad (4.3)$$

- $hr$  : distância entre a fila de parafusos “i” e o centro de compressão;
- $F_{tr,Rd}$ : força efetiva resistente para a fila de parafusos “i”;

Na medida em que o desconhecimento existente quanto ao comportamento da coluna impede a sua inclusão no estudo da ligação, o autor apenas investiga os fatores que têm influência na zona da viga. A afirmação anterior determina a avaliação separada dos modos de rotura já expostos, pelo que a força efetiva resistente para a fila de parafusos “i”,  $F_{tr,Rd}$ , é a mínima registada no contexto geral dos três casos.

#### 4.5.2.1. Modo 1: Plastificação da Chapa

O EC3 expõe dois métodos para o cálculo de  $F_{t,1,Rd}$ , força resistente do “T-stub” equivalente de acordo com o modo 1. O autor demonstra apenas o método 1 de seguida.

$$F_{t,1,Rd} = 4 \times (M_{pl,1,Rd}/m) \quad (4.4)$$

- $M_{pl,1,Rd}$ : momento resistente plástico da ligação para o modo 1;
- $m$ : dimensão ilustrada na Fig. 4.12;

#### 4.5.2.2. Modo 2: Rotura do Parafuso e Plastificação da Chapa

$F_{t,2,Rd}$ , força resistente da ligação para o modo 2 pode ser calculada pela equação 4.5.

$$F_{t,2,Rd} = (M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}) / (m + n) \quad (4.5)$$

- $M_{pl,2,Rd}$ : momento resistente plástico da ligação para o modo 2;
- $F_{t,Rd}$ : força resistente de uma fila de parafusos demonstrada na equação 4.7;
- $n$ : dimensão ilustrada na Fig. 4.12;

#### 4.5.2.3. Modo 3: Rotura do Parafuso

$F_{t,3,Rd}$ , força resistente da ligação para o modo 3 pode ser calculada pela equação 4.6.

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (4.6)$$

$$F_{t,Rd} = k_2 \times f_{ub} \times (A_s/\gamma_{m2}) \quad (4.7)$$

- $A_s$ : área de tensão do parafuso;
- $f_{ub}$ : tensão última do parafuso;
- $\gamma_{m2}$ : coeficiente parcial de segurança;
- $k_2$ : constante ( $k_2=0,9$ );

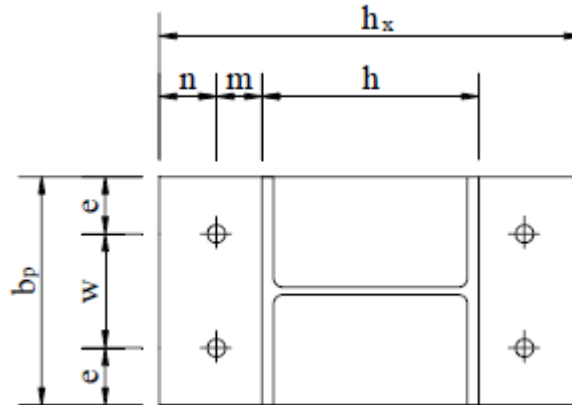


Fig. 4.15 – Geometria geral de uma ligação [3].

#### 4.5.3. LIGAÇÃO MODELADA COM RECURSO À FERRAMENTA INFORMÁTICA “CSJOINT”

No subcapítulo anterior o autor apresenta as equações e o método que rege o cálculo de ligações segundo o programa informático “*csJoint*”, o qual é uma vertente da ferramenta “*ConSteel*”, propício para o dimensionamento de estruturas metálicas. Tendo em conta o carácter iterativo e demorado da investigação, o autor entendeu a necessidade do uso do programa acima citado.

A Fig. 4.16 ilustra as características da coluna e da viga utilizados na modelação da ligação.

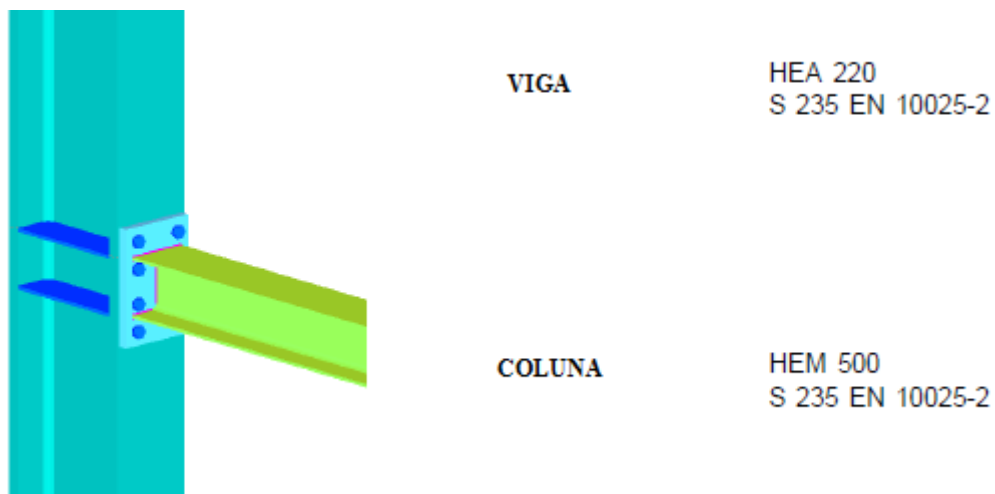


Fig. 4.16 – Informação geral da viga e coluna modelada com apoio de “*csJoint*”.

A Fig. 4.16 evidencia a classe de resistência, S235, e a tipologia do material usado na idealização da nova ligação e viga estrutural utilizada. No caso do elemento experimental CCF2, este é composto por uma viga constituída pela soldadura de chapas com 6 mm de espessura e dimensões idênticas ao perfil HEA 200, tal como indicado na Fig. 2.11. Para além disso o espaço vazio disponível é preenchido por

betão, o qual é solidarizado, por recurso a varões de aço, ao elemento estrutural anteriormente referido.

Através do programa estrutural “*csJoint*” não existe capacidade para a modelação de uma viga composta, pelo que o autor entende como correto a seleção de uma viga de aço de classe de resistência superior à usada no elemento estrutural CCF2. Posteriormente ao dimensionamento da ligação o autor procede ao cálculo de uma viga mista de aspeto similar ao elemento CCF2 e com características idênticas à classe da viga, HEA 220, usada na modelação da ligação.

Relativamente ao perfil de aço, HEM 500, modelado por forma a representar o comportamento da coluna, o autor entendeu a necessidade do uso de um elemento, comparado com o utilizado na modelação da viga, fortemente rígido de forma a idealizar o apoio fixo a que o elemento experimental CCF2 foi sujeito a teste. Além disso a ideia citada apoia-se no desconhecimento do comportamento da coluna no desenrolar da resistência geral da ligação. De notar que o autor recorre a chapas soldadas na zona de ligação da coluna com o intuito de aumentar a rigidez da conexão modelada.

Nesta fase inicial do cálculo o programa “*csJoint*” apenas serve como apoio ao dimensionamento da nova ligação, nomeadamente da espessura da chapa e da quantidade e localização dos parafusos, como se verifica pela Fig. 4.17. A viga visualizada através do programa não deve ser entendida como a usada na programação da análise global das estruturas seleccionadas. Ainda de referir que o valor de tensão máxima permitida pela ligação tem, obrigatoriamente, de ser superior à capacidade resistente da viga, de forma a ser evidenciado o comportamento dúctil da ligação, ou seja, que o empenamento da viga seja o modo dominante de rotura.

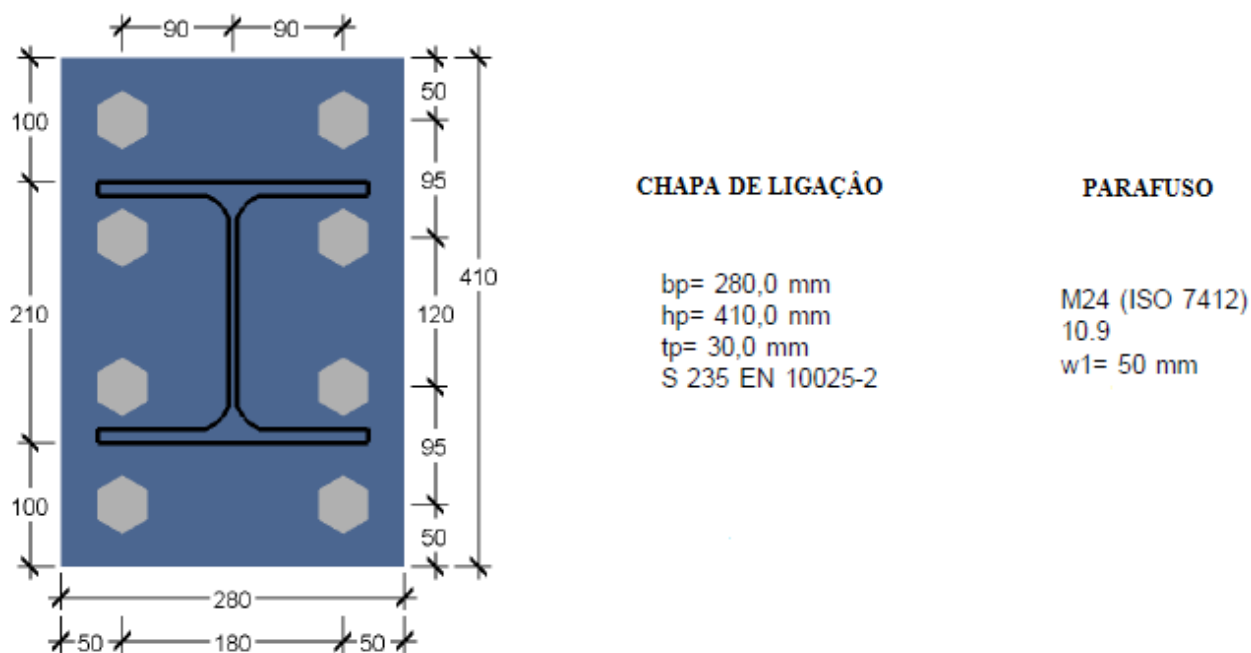


Fig. 4.17 – Geometria, posição e descrição dos vários elementos constituintes da ligação.

Como indica a Fig. 4.17 a chapa de ligação tem a largura,  $b_p$ , de 280 mm e a altura,  $h_p$ , de 410 mm, sendo que a espessura,  $t_p$ , da mesma é de 30 mm. O material constituinte é da classe de resistência S235, ou seja, o limite última de resistência é de 235 MPa, tal como a viga e coluna usada na modelação.

Em relação à tipologia do parafuso selecionado, este dista das margens da chapa de ligação cerca de 50 mm, um valor recomendável para a situação em causa. O parafuso-tipo tem um diâmetro nominal de 24 mm, sendo considerado por isso um parafuso M24. Para além disso, o parafuso pertence à classe de resistência 10.9.

A Fig. 4.18 representa os valores obtidos pelo recurso ao programa “*csJoint*” tendo em consideração os fatores relevantes adiantados neste subcapítulo.

<b>Momento resistente:</b>	$M_{j,Rd} = 146,62 \text{ kNm}$
<b>Força axial resistente:</b>	$N_{j,Rd} = 1049,02 \text{ kN}$
<b>Força de corte resistente</b>	$V_{j,Rd} = 189,56 \text{ kN}$
<b>Rigidez inicial:</b>	$S_{j,ini} = 45651,58 \text{ kNm/rad}$
<b>Rigidez secante para o momento aplicado:</b>	$S_{j,sec} = 45651,58 \text{ kNm/rad}$
<b>Classe de Rigidez:</b>	<b>Semirrígida (96,5%)</b>
<b>Componente dominante em compressão:</b>	
<b>Alma e banzo da viga em compressão (EC3: 6.2.6.7):</b>	$F_{c,fb,Rd} = 671,29 \text{ kN}$
<b>Componente dominante em tensão:</b>	
<b>Fila de parafusos superior</b>	
<b>Chapa de ligação:</b>	$F_{tt,Rd} = 416,34 \text{ kN}$
<b>Modo 2: Rotura do parafuso e plastificação da chapa de ligação</b>	

Fig. 4.18 – Resultados obtidos com base nas equações e método exposto.

Por visualização da figura em causa é possível realçar dois resultados preponderantes na qualidade dos resultados futuros provenientes da análise global em que a nova ligação estará incluída: momento resistente da ligação e a rigidez da mesma.

O modelo criado pelo autor permite definir uma ligação semirrígida, 96,5%, o que é um resultado satisfatório, uma vez que o comportamento apresentado por esta é um tanto similar ao que ocorreria em caso de a viga estar encastrada. Nomeadamente em relação ao momento fletor resistente,  $M_{j,Rd}$ , no valor de 146,62 KN.m é superior ao máximo momento fletor atuante de 134,97 KN.m. Previamente o autor aludiu à necessidade de ser atingido o pré-requisito acima anunciado. Ainda assim, de salientar a exigência de a capacidade resistente da viga ao momento fletor ter, obrigatoriamente, de ser inferior ao valor relativo de  $M_{j,Rd}$ , por forma a ser garantido o comportamento dúctil da ligação quando sujeita a ações que conduzam à rotura, a qual deverá ocorrer por empenamento da viga.

Além disso, importa realçar o modo de rotura dominante da ligação modelada. As filas de parafusos extremos são as que sofrem maiores ações, no entanto na Fig. 4.18 apenas é detalhada a fila superior, uma vez que o momento atuante foi aplicado numa só direção. De referir que a ligação é simétrica, assim ilustra a Fig. 4.17, para acalentar a atuação de ações relevantes de momento fletor nos dois sentidos, tal como pode ocorrer no caso de ações dinâmicas. A ligação evidencia o segundo dos modos de rotura expostos, o qual é o mais favorável tendo em conta o descrito no parágrafo anterior. Este fator é relevante, pois denota a ductilidade da ligação devida à deformação conjunta dos parafusos e chapa de ligação até ao colapso.

#### 4.5.4. MÉTODO DO EC2 PARA O CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA COMPOSTA

O autor refere anteriormente a necessidade de negligenciar o perfil de aço HEA 220 selecionado para a criação da nova ligação. Posto isto, é fundamental dimensionar a viga composta que satisfaça as exigências salientadas.

Tendo em conta os resultados obtidos na investigação realizada por Nauzika [3] e igualmente expostos no capítulo dois do presente trabalho, o autor entende que para ser atingida a rotura por empenamento que evidencie o comportamento dúctil da viga ao colapso é imperativo recorrer ao uso de chapas soldadas, ao invés da seleção de um perfil de aço. Tal como demonstrado por Nauzika, apenas as seções compostas constituídas por chapas de aço soldadas, ou seja, os elementos experimentais CCF2, tiveram resultados satisfatórios no modo de rotura pretendido. Em sentido oposto, na análise dos elementos experimentais CCB foram obtidos os três tipos de rotura na ligação: plastificação da chapa de ligação, rotura do parafuso ou a combinação dos dois casos anteriores. Independentemente dos modos de rotura obtidos para os elementos CCB em nenhum caso exposto foi possível superar a capacidade resistente e rotacional dos elementos CCF. Neste sentido e em linha de conta com o sugerido, o autor entende a preponderância da modelação de uma viga constituída por chapas soldadas de forma a ser originado um material de características apreciáveis de resistência e rotação.

A Fig. 4.19 ilustra as forças internas que intervêm no cálculo do momento resistente plástico,  $M_{pl,Rd}$ , tal como expõe o EC2 [21]. As forças devidas ao reforço de aço imposto por forma a facilitar a solidarização do aço e betão são negligenciadas devido à sua importância menor.

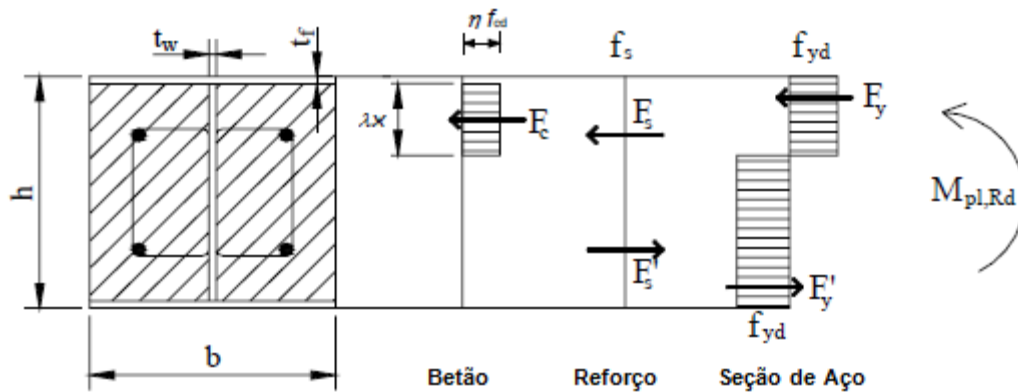


Fig. 4.19 – Forças internas que interagem no cálculo do momento plástico resistente.

Forças de equilíbrio:

$$\sum N = F_c + F_y - F_y' \quad (4.8)$$

$$\sum M = M_{pl,Rd} = F_c \times Z_c + F_y \times Z_y - F_y' \times Z_y' \quad (4.9)$$

As seções de aço para os elementos CCF2 estudados por Nauzika são todas pertencentes à classe 3 ou 4 de acordo com o EC4 [16] e a Fig. 2.5. Com o mesmo intuito o autor dimensiona a seção de modo a esta ser de classe 3, na tentativa de impor a rotura por empenamento na viga como o modo de colapso típico para a ligação modelada.

O autor adota fatores para o dimensionamento da seção de seguida expostos:

- Espessura do banzo,  $t_f = 8$  mm;

- Espessura da alma,  $t_c = 10$  mm;

Contrariamente ao pressuposto o autor revela um valor superior de espessura para a alma da seção metálica, com a intenção de impedir a rotura na zona indicada, remetendo para o banzo o empenamento da viga e por sua vez a rotura da ligação em estudo por esta via.

$$(c/tf) \leq 14\varepsilon \quad (4.10)$$

Tomando o sugerido acima, o valor do comprimento exterior do banzo, “c”, é de 112 mm, pelo que a dimensão do banzo é cerca de 280 mm.

Na consideração dos materiais utilizados para o dimensionamento da viga o autor sugere os seguintes:

- Tensão característica do betão à compressão,  $f_{ck} = 30$  MPa;
- Tensão de cedência do aço,  $f_y = 235$  MPa;

Fatores com preponderância nos cálculos:

- Força efetiva,  $\eta = 1,0$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa;
- Altura efetiva da zona de compressão,  $\lambda = 0,8$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

$$F_c = \lambda \times f_{ck} / 1,5 \times b \times \eta \times X1 \quad (4.11)$$

$$F_y = A_s \times f_y \quad (4.12)$$

Com o recurso às Equações 4.8, 4.11 e 4.12 é possível calcular o valor do X1, distância do eixo neutro. A Equação de  $F_y'$  é idêntica à de  $F_y$ , pelo que se resolve omitir. O valor de X1 é de 0,059891 m. Consequentemente é possível determinar os centros de massa da parte superior e inferior ao eixo neutro, por forma a posteriormente ser calculado os braços que distam as forças. O autor apresenta de seguida os resultados:

- $X_{G1} = 0,4007$  cm;
- $X_{G2} = 3,8940$  cm;
- $Z_y = 16,7053$  cm;
- $Z_c = 14,9971$  cm

Os resultados acima permitem o cálculo do momento resistente da viga composta,  $M_{pl,Rd}$  através da Equação 4.9. A capacidade resistente da viga é aproximadamente 143 KN.m, valor inferior a  $M_{j,Rd}$ , tal como era pretendido.

Em suma, os dados expostos são indicadores positivos do possível comportamento satisfatório da nova ligação modelada.

#### 4.5.5. MODELAÇÃO DA NOVA LIGAÇÃO

Determinada a capacidade máxima resistente da nova ligação, é essencial a modelação desta mesma ligação de igual forma como a efetuada para o elemento experimental CCF2. Tendo por base a programação já computada, o autor apenas adequa os valores obtidos aos resultados pretendidos com o novo modelo. Além disso Nauzika desenvolveu na respetiva investigação formas de cálculo das curvas envolventes, pelo que o mesmo é realizado para a ligação em causa.

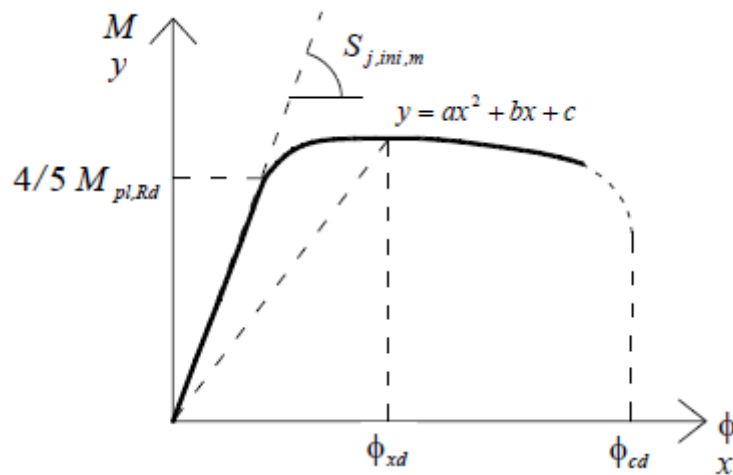


Fig. 4.20 – Modelo de cálculo para a curva envolvente de um elemento CCF2 [3].

O diagrama envolvente momento-rotação consiste em duas partes distintas. O comportamento inicial tem por base os métodos do EC3 o qual se mantém até  $4/5 M_{pl,Rd}$ . A curva é modelada através de uma equação quadrática. Os fatores  $a$ ,  $b$  e  $c$  que interferem na geometria a curva são obtidos por via dos resultados experimentais de Nauzika [3].

- $a = -0,012$ ;
- $b = 0,8$ ;
- $c = 4/5 M_{pl,Rd} = 114,42 \text{ KN.m}$ ;
- $S_{j,ini} = 45,65 \text{ KN.m/mrad}$

A derivação da curva quadrática permite determinar o ponto de inflexão e com isso calcular o momento resistente máximo e respetiva rotação. Segundo os parâmetros de Nauzika o momento resistente máximo é de  $127,76 \text{ KN.m}$  para o nível de rotação de  $35,72 \text{ mrad}$ . O dado indicado é uma aproximação aos resultados experimentais obtidos por Nauzika, o qual é inferior ao momento máximo atuante nos pórticos. Ainda assim o autor procede com a investigação, uma vez que não está em causa a segurança da ligação e a real capacidade resistente da viga demonstrada anteriormente oferece resultados satisfatórios, pelo que não existe razões para alguma mudança.

Pontos da curva envolvente que indicam uma boa percepção do comportamento da ligação:

- Ponto 1: ( $M = 57,21 \text{ KN.m}$  ,  $\Theta = 1,195 \text{ mrad}$ );
- Ponto 2: ( $M = 114,42 \text{ KN.m}$  ,  $\Theta = 2,39 \text{ mrad}$ );
- Ponto 3: ( $M = 127,76 \text{ KN.m}$  ,  $\Theta = 35,72 \text{ mrad}$ );
- Ponto 4: ( $M = 97,92 \text{ KN.m}$  ,  $\Theta = 83,2 \text{ mrad}$ );

O autor assume a seguinte suposição:

$$\text{rácio} = M_{max}/M_{ult} \quad (4.12)$$

No caso do elemento estrutural CCF2 o valor do rácio é de  $1,881$ , sendo que o momento máximo  $M_{max}$  é  $77,508 \text{ KN.m}$  e o momento último,  $M_{ult}$  é  $41,200 \text{ KN.m}$ . Tomando a mesma iniciativa para o caso que o autor está a estudar e tendo em conta o momento máximo indicado no ponto 3 da curva envolvente é possível indicar o valor suposto de momento último.  $M_{ult}$  é  $106,34 \text{ mrad}$ , apesar de um

resultado possível, não é exequível adotar este valor para a resistência última, uma vez que não existem dados relativos às rotações cíclicas do elemento CCF2 para este nível de deformação, pelo que o mesmo não é tomado em conta na modelação da nova ligação.

A Fig. 4.20 demonstra o comportamento cíclico da nova ligação tendo em conta os dados adiantados.

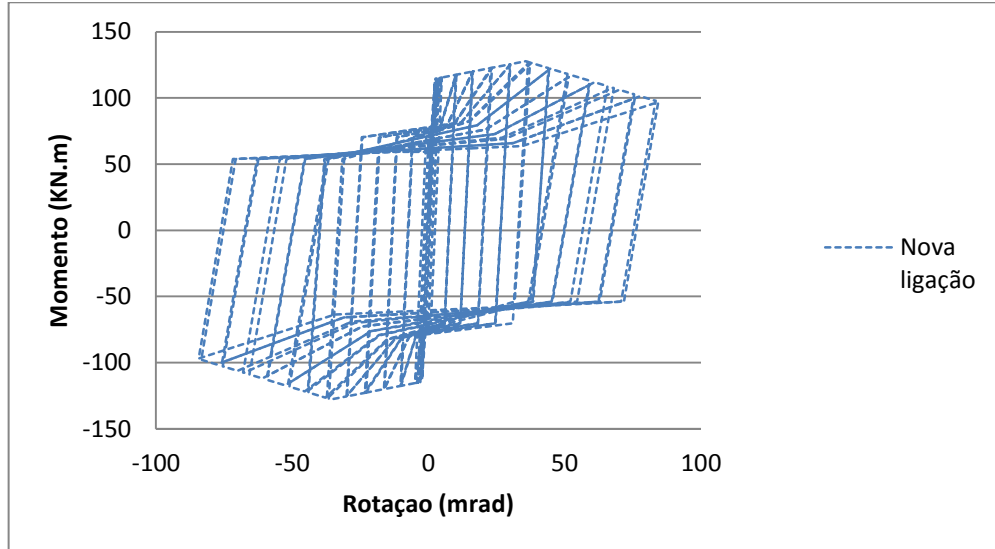


Fig. 4.20 – Diagrama momento-rotação da nova ligação.

Importa afirmar que apenas os valores de resistência e rotação foram modificados, pelo que os fatores de degradação da rigidez e da força se mantêm inalterados para a modelação da nova ligação. A Fig. 4.21 expõe as diferenças geradas entre o modelo CCF2 e o modelo da nova ligação, principalmente ao nível da rigidez das duas ligações. Os resultados comprovam a maior rigidez da nova ligação, mas também é de salientar o menor grau de degradação da mesma para a ligação citada. De realçar igualmente a impossibilidade de verificar o comportamento da nova ligação ao nível da resistência e rotação última.

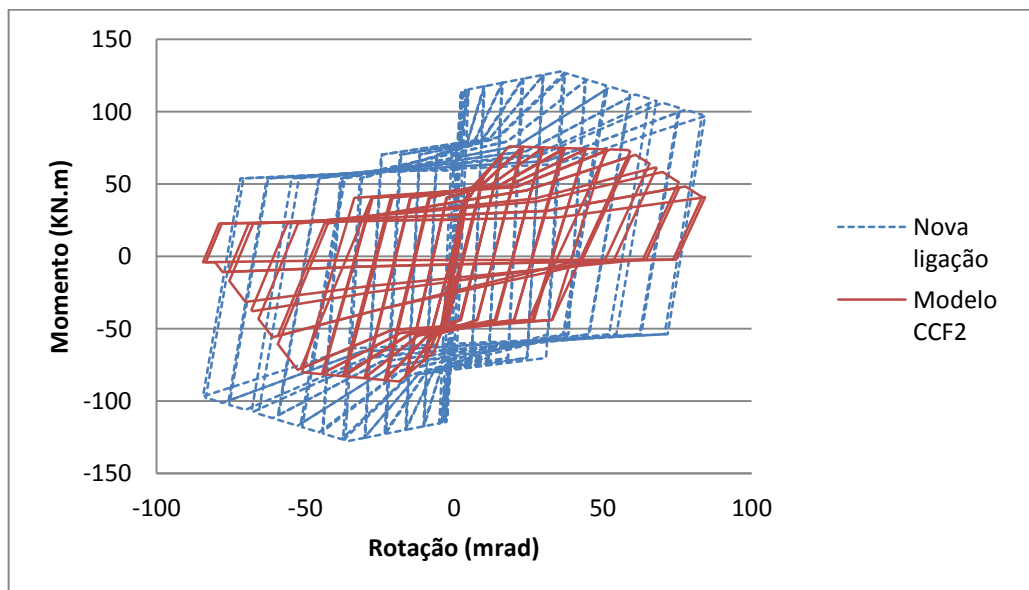


Fig. 4.21 – Comparação dos diagramas momento-rotação da nova ligação e a anterior modelada.



# 5

## ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA DE PÓRTICOS SELECIONADOS

### 5.1. CONTEXTO

No presente capítulo pretende-se efetuar a aplicação do novo modelo de análise local, demonstrado no capítulo anterior, aos pórticos selecionados com o intuito de se proceder à análise não linear estática, “*Pushover*”, dos mesmos e consecutivo estudo global do comportamento das estruturas, sendo que o objetivo nesta fase prende-se com a necessidade de verificar a possível plastificação da ligação na zona da viga.

Após consumada a aplicabilidade dos modelos locais nas estruturas pré-definidas através do programa “*Robot*” e da criação do novo modelo local para a situação exigida pela ferramenta informática “*csJoint*”, são programadas as estruturas globais, definidas anteriormente, com a mesma ferramenta usada para a modelação local. Na pesquisa realizada as estruturas são sujeitas a análise “*Pushover*” tendo como condicionante o deslocamento máximo do último piso no valor de 10% da altura total do edifício. Para além disso, é realizada a análise numérica dos dados recolhidos para a determinação do comportamento estrutural global, bem como dos seus elementos constituintes.

No caso do elemento estrutural, viga, o autor definiu um novo modelo, identificado no capítulo anterior, uma vez que a sua finalidade é a avaliação do comportamento dos pórticos na ligação coluna-viga, tendo como objetivo final, a verificação do colapso da estrutura na zona da viga. A investigação em causa tem por base a tese de doutoramento de Nauzika, a qual não evidencia estudo ao nível da coluna, pelo que o autor impõe o regime elástico, evitando a plastificação e/ou o colapso nesta zona, obrigando desta forma a que o mesmo aconteça por via de um comportamento similar a rótula plástica na proximidade da ligação da viga à coluna.

A análise não linear estática permite considerar o comportamento não linear da estrutura, o que tendo em conta o comportamento da ligação é o indicado. Para além disso a resposta global pode ser relacionada com uma estrutura equivalente de um grau de liberdade. Ainda de referir a possibilidade de permitir a obtenção da curva de capacidade resistente global da estrutura. Tal fator facilita a avaliação do comportamento da estrutura.

### 5.2. ANÁLISE GLOBAL ATRAVÉS DA FERRAMENTA INFORMÁTICA “*OPENSEES*”

O capítulo anterior apresenta os pórticos selecionados ilustrando as características geométricas de cada um. Nesta fase o autor modela com recurso a programação .tcl as ditas estruturas. Igualmente com o

procedido para o modelo local o autor mantém o número de graus de liberdade, ndf, e dimensão do modelo, ndm, tal como indica a Fig. 3.10.

Os nós são definidos tendo em conta o carácter geométrico das estruturas em causa, no entanto é de salientar a necessidade de computar nós adicionais de coordenadas iguais nas ligações viga-coluna, tal como se demonstra na Fig. 5.1, por forma a possibilitar posteriormente a criação de um elemento com comprimento zero e características iguais ao modelo local já gerado que represente a ligação.

```
# Column hinges at ground floor
node 100 $Column1 [expr $Floor0 + 0.1];
node 200 $Column2 [expr $Floor0 + 0.1];

# beam hinges at Floor 1
node 112 [expr $Column1 + $hinge23] $Floor1;
node 213 [expr $Column2 - $hinge23] $Floor1;

# beam hinges at Floor 2
node 122 [expr $Column1 + $hinge23] $Floor2;
node 223 [expr $Column2 - $hinge23] $Floor2;
```

Fig. 5.1 – Comando para definir nós adicionais para a geração de rótulas plásticas ao nível das vigas e dos apoios.

De salientar a particularidade dos nós 100 e 200. Ambos são criados de modo a serem criados futuramente elementos de extensão no valor de 0,1 m e com rigidez baixa comparativamente com os restantes elementos, por forma a serem geradas rótulas na zona dos apoios das estruturas, quando estas são sujeitas a ações. O autor refere anteriormente o conhecimento inexistente acerca do comportamento das colunas, pelo que este entende a necessidade de aplicar a afirmação exposta na investigação. O encastramento das estruturas sem o conhecimento detalhado dos elementos verticais implicaria a obtenção de resultados irrealistas e inadequados. Tendo em conta o referido, o autor, por recurso do comando “fix”, impede o deslocamento dos nós da base nas três direções permitidas sem que exista a possibilidade de ocorrer problemas na zona citada.

A Fig. 5.2 ilustra o comando invocado para determinar o mesmo deslocamento na direção 1 e 2, ou seja, direção horizontal e vertical. O objetivo do autor trata-se do estudo do momento fletor e rotação na zona de ligação, pelo que para as restantes componentes de deformação não existe a necessidade de estudo aprofundado, daí a homogeneização dos deslocamentos nestas duas direções.

```
equalDOF 10 100 $dof1 $dof2; # Floor 0: Beam-Column Joint 1 to Spring 1
equalDOF 20 200 $dof1 $dof2; # Floor 0: Beam-Column Joint 2 to Spring 2

equalDOF 11 112 $dof1 $dof2; # Floor 1: Beam-Column Joint 1 to Spring 1
equalDOF 21 213 $dof1 $dof2; # Floor 1: Beam-Column Joint 2 to Spring 2
equalDOF 12 122 $dof1 $dof2; # Floor 2: Beam-Column Joint 1 to Spring 1
equalDOF 22 223 $dof1 $dof2; # Floor 2: Beam-Column Joint 2 to Spring 2
```

Fig. 5.2 – Comando que homogeneiza os deslocamentos na direção 1 e 2 na zona das rótulas.

A investigação em causa, como referido anteriormente, tem por finalidade a obtenção da rotura e ou plastificação da zona de ligação na parte respeitante à viga. Para além disso, no capítulo anterior é possível verificar o regime elástico das vigas a meio vão nos pórticos definidos, deste modo o autor entende a necessidade de gerar elementos para as colunas e vigas que possuam características de material elástico, por forma a não se verificar plastificação dos elementos nestas zonas. Na modelação

efetuada o autor recorre ao comando “*element elasticBeamColumn*”. Este elemento é modelado por via da determinação de três fatores: área e momento de inércia da seção e módulo de elasticidade do material. O módulo de elasticidade adotado para o betão,  $E_c$ , é de 29 GPa, ao passo de o congénere,  $E_s$ , para o aço é de 210 GPa. No que diz respeito à área,  $A_{col}$ , e momento de inércia,  $I_{col}$ , da seção da coluna é de  $900 \text{ cm}^2$  e  $67500 \text{ cm}^4$  respetivamente. Estes valores têm por base as seção dimensionada de  $30 \times 30 \text{ (cm}^2\text{)}$  para as colunas. Em relação às vigas, o momento de inércia,  $I_{beam}$ , é cerca de  $5184,21 \text{ cm}^4$ , o qual é calculado por via dos fatores constituintes da viga: alma de 10 cm e banzo de 6 cm. O impacto do betão é desprezado neste valor. A área relativa à viga é de  $625 \text{ cm}^2$ .

```

element elasticBeamColumn 111 100 11 $Acol $Ec $Icol $PDeltaTransf;
element elasticBeamColumn 112 200 21 $Acol $Ec $Icol $PDeltaTransf;
# Columns Story 2
element elasticBeamColumn 121 11 12 $Acol $Ec $Icol $PDeltaTransf;
element elasticBeamColumn 122 21 22 $Acol $Ec $Icol $PDeltaTransf;

# define elastic beam elements
# eleID convention: "2xy" where 2 = beam, x = Bay #, y = Floor #
# Beams Story 1
element elasticBeamColumn 211 112 213 $Abeam $Es $Ibeam $PDeltaTransf;
# Beams Story 2
element elasticBeamColumn 212 122 223 $Abeam $Es $Ibeam $PDeltaTransf;

```

Fig. 5.3 – Comando para a criação dos elementos horizontais e verticais.

O fator *PDeltaTransf* apenas tem a função de generalizar as direções dos elementos para a análise global.

Na definição dos elementos representativos da ligação viga-coluna é usado o comando “*unialMaterial Pinching4*”, o mesmo utilizado para a conceção do modelo local CCF2 e do novo modelo gerado a partir deste.

Para além disso, o autor cria um elemento de reduzida extensão, cerca de 10 cm, com as mesmas características expressas na Fig. 5.3, no entanto com o momento de inércia bastante inferior, no valor de  $1 \text{ cm}^4$ . Por esta via o autor consegue um modelo realista da rotação junto aos apoios, evitando o impacto negativo que a inexistência deste elemento com estas características teria nos resultados obtidos.

Referido anteriormente, o autor necessita de modelar um elemento com extensão nula por forma a gerar a plastificação da ligação. No caso da investigação em causa, o comando “*element zeroLength*”, é o indicado. A Fig. 5.4 ilustra a ideia citada. Pela inclusão do comando é permitido gerar um elemento com a intenção de representar o comportamento da nova ligação modelada no capítulo anterior. A avaliação do elemento é segundo a direção seis em torno do eixo z, ou seja, para o estudo do momento fletor.

```

#beam springs at Floor 2
element zeroLength 4111 11 112 -mat $matTag -dir 6
element zeroLength 4112 21 213 -mat $matTag -dir 6

```

Fig. 5.4 – Comando para definir o comportamento na zona de ligação segundo a direção rotacional z.

Posto isto, o autor define o nó de controlo, “*IDctrlNode*”, a direção do deslocamento, “*IDctrlFOF*”, o deslocamento máximo da estrutura, “*Dmax*” e o incremento iterativo, “*Dincr*”, tal como demonstra a Fig. 5.5.

```
# displacement parameters
set IDctrlNode 12;
set IDctrlDOF 1;
set Dmax [expr 0.1*#HBuilding];
set Dincr [expr 0.0005];
```

Fig. 5.5 – Parâmetros definidores do deslocamento da estrutura.

A análise é em tudo idêntica à demonstrada no capítulo três para a análise local da ligação. À exceção do realizado para o modelo local, o autor impõe um comando, “*DisplacementControl*”, por forma a controlar a análise através do deslocamento do nó na direção pretendida.

Importante salientar a omissão que o autor permitiu de certos comandos impostos para a análise em causa, de forma a não tornar repetitivo o carácter da investigação. Os comandos não referidos são expostos no capítulo dois para a modelação da análise local.

### 5.3. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO UM

Após a demonstração do subcapítulo anterior, o autor procede à análise dos respetivos pórticos e tratamento dos resultados numéricos obtidos. As Fig. 5.6 e 5.7 representam o comportamento da zona de ligação viga-coluna para o piso um e piso dois, respetivamente.

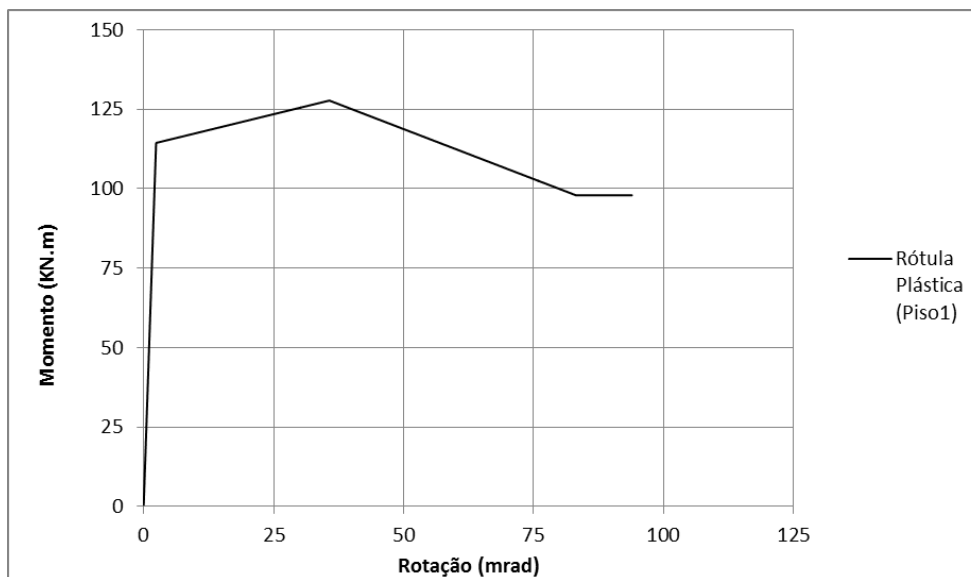


Fig. 5.6 – Diagrama momento-rotação da ligação viga-coluna do piso 1.

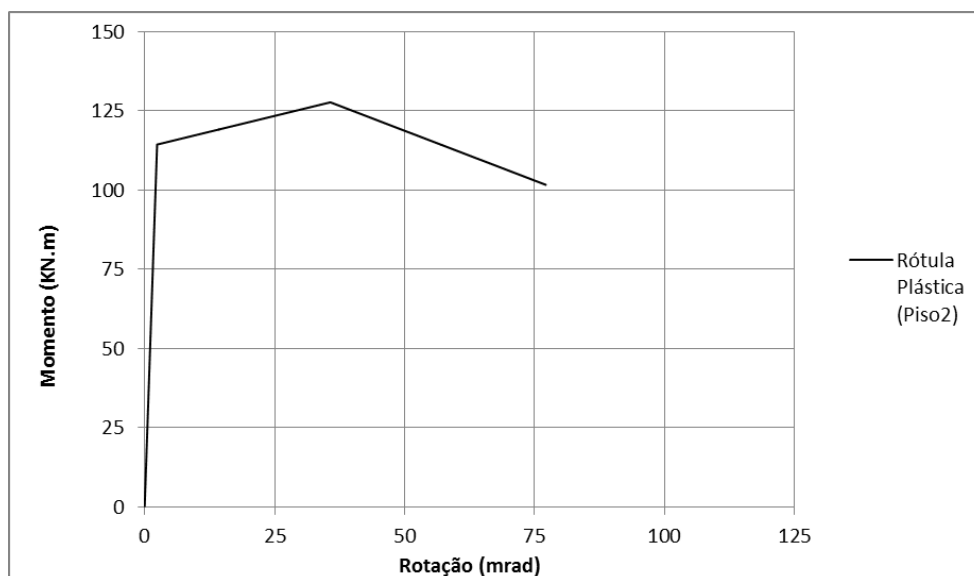


Fig. 5.7 – Diagrama momento-rotação da ligação viga-coluna do piso 2.

As Fig. 5.6 e 5.7 revelam resultados satisfatórios quanto ao comportamento pretendido para a zona de ligação viga-coluna. Em ambos os pisos ocorre rotura na zona de ligação da viga à coluna. Para além disso o diagrama momento-rotação assemelha-se ao comportamento da possível curva envolvente da ligação modelada, tal como se ilustra na Fig. 4.20. Os resultados gerados das duas figuras acima identificadas são uma demonstração da maior importância para a análise em causa do comportamento da curva envolvente do material em detrimento do respetivo registo em carregamentos cíclicos.

A Fig. 5.8 representa o diagrama momento-rotação gerado por via dos dados recolhidos ao nível da base para a coluna.

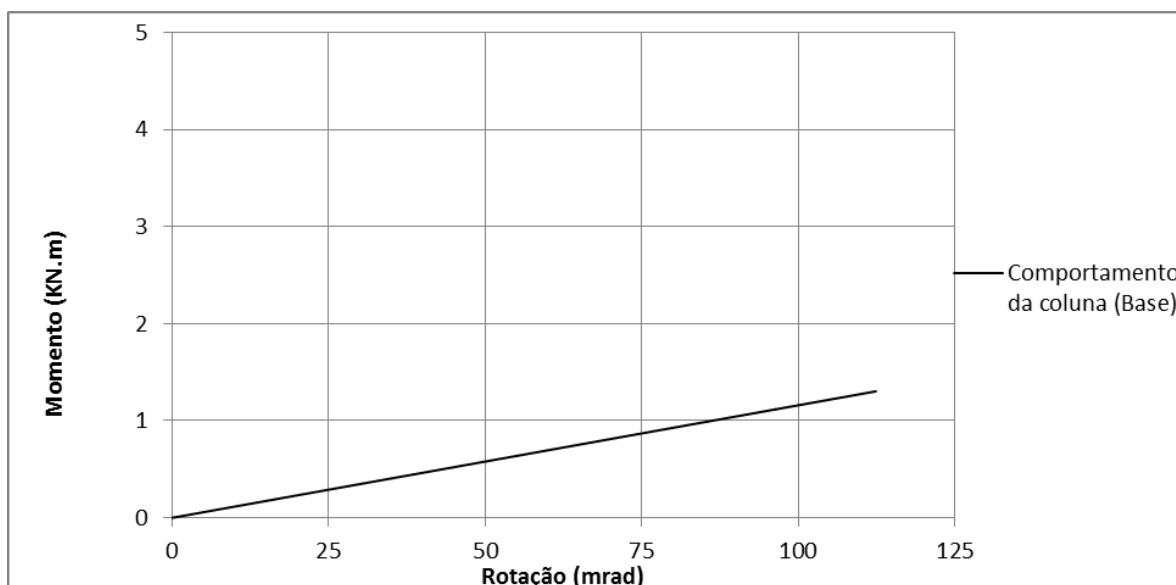


Fig. 5.8 – Diagrama momento-rotação da coluna na base.

Novamente os resultados obtidos são satisfatórios, uma vez que através da utilização de um elemento de extensão bastante reduzida e com igualmente reduzido momento de inércia comparativamente com as características dos restantes elementos estruturais, o autor foi capaz de representar a possível plastificação da estrutura na limiar dos apoios. O material usado expõe pouca capacidade resistente, tal como era proposto, não ultrapassando 2,0 KN.m.

Os dados obtidos ao nível dos pisos para as colunas não são compatíveis com o exigido, uma vez que o comportamento evidenciado na viga na zona de ligação influencia negativamente e prejudica os resultados apurados, não retratando a realidade ocorrida.

Os resultados de corte basal, gerados através da análise, são manipulados para a obtenção e estudo da curva de capacidade resistente, tal como evidencia a Fig. 5.9.

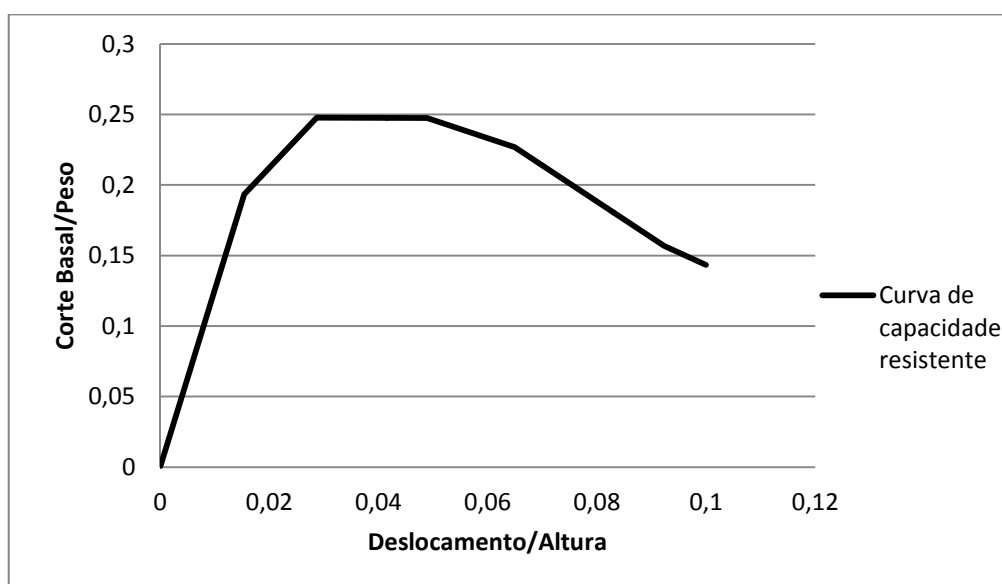


Fig. 5.9 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo um.

A Fig. 5.9 determina a relação entre o corte basal e o deslocamento imposto. O Quadro 5.1 expõe o valor de quatro fatores e respetivos métodos de cálculo tendo em conta a Fig. 5.9 e o descrito por Mazzolani [22]. Ainda a Fig. 5.10 indica o modo geral para a determinação de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ”.

Quadro. 5.1 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para os métodos indicados.

Pórtico-Tipo Um			
$\delta_y$		$\delta_u$	
Início da plastificação	0,01531	Redução da resistência em 20%	0,07619
Interação plastificação - resistência máxima	0,019734	Rotação última	0,1

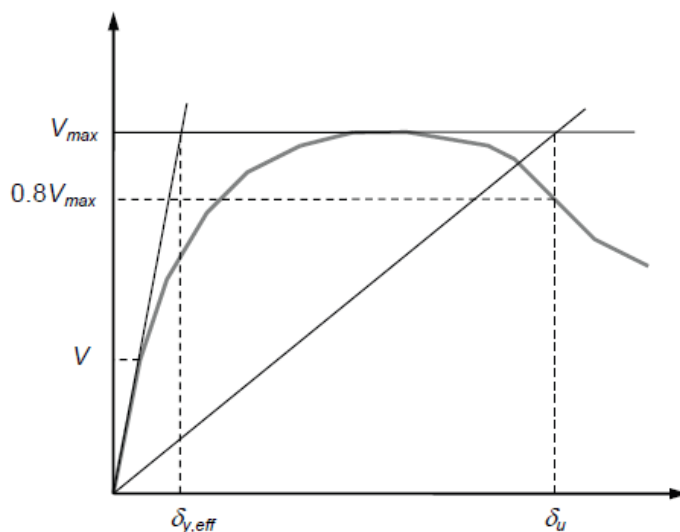


Fig. 5.10 – Curva de capacidade ideal para a análise “pushover” [23].

Mazzolani [22] define vários fatores preponderantes no cálculo do coeficiente de comportamento da estrutura, por norma designado por “*q-factor*”. Este coeficiente é de elevada relevância na medida em que permite relacionar a capacidade resistente da estrutura com a rotação. Os valores relativos de deslocamento visualizados no Quadro 5.1 são obtidos tendo em consideração o método baseado na teoria do fator de comportamento, exposta de seguida:

$$q = (\delta u / \delta y) \quad (5.1)$$

O valor real de “*q*” não é o expresso na equação 5.1, este apenas se trata de uma aproximação. Como indicado, Mazzolani estabelece diferentes fatores para o cálculo do fator de comportamento, com os quais é possível estabelecer relações através da expressão acima exposta. O Quadro 5.2 indica os valores do fator de comportamento, *q*, tendo em consideração a intervenção dos coeficientes do Quadro 5.1.

Quadro. 5.2 – Valores de cálculo do fator de comportamento tendo em conta a relação dos vários fatores.

		Redução da resistência em 20%	Rotação última
<b>"q" fator de comportamento = (lambda u) / (lambda y)</b>	Início da plastificação	4,976485957	6,531678641
	Interação plastificação - resistência máxima	3,860849296	5,067396372

Os resultados demonstrados no Quadro 5.2 são divergentes, ainda assim o fator de comportamento igual a seis adotado na modelação do pórtico através do programa informático “*Robot*” pode ser considerado razoável tendo em conta a relação dos métodos: início da plastificação e rotação última. Ainda de salientar que apenas um dos valores calculado é excessivamente desajustado.

#### 5.4. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO DOIS

O comportamento da ligação viga-coluna no piso 1 é idêntico ao registado para o congénere piso do pórtico analisado anterior, como pode ser visto na Fig. 5.6.

O comportamento da rótula plástica originada no piso dois é ilustrado na Fig. 5.11, o qual também possui um comportamento similar com o congénere do pórtico-tipo um.

Ambas as ligações viga-coluna desenvolvem rótulas plásticas no zonamento da viga nos respetivos pisos, o qual é um resultado positivo.

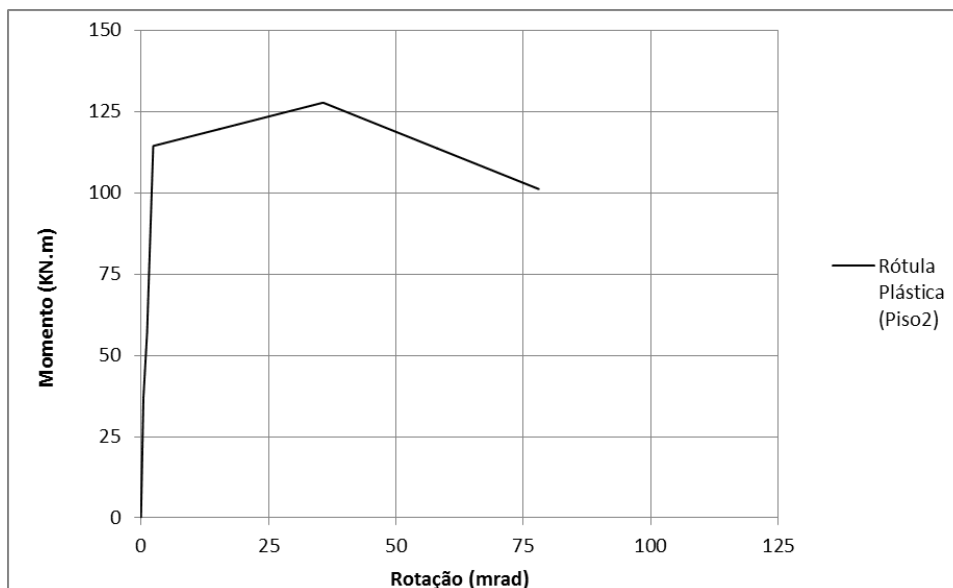


Fig. 5.11 – Diagrama da rótula plástica originada no piso dois para o pórtico-tipo dois.

O comportamento da coluna na proximidade do apoio, igualmente como caso anterior, apresenta resultados satisfatórios, uma vez que se modela um elemento com baixa capacidade resistente e permitindo níveis de rotação exigidos sem a interferência nos resultados globais. A Fig. 5.12 demonstra a afirmação.

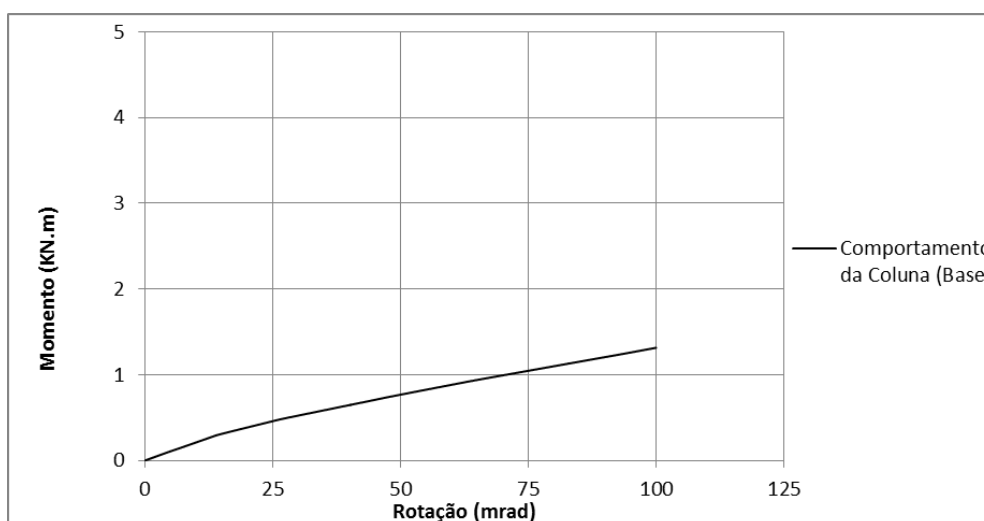


Fig. 5.12 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base.

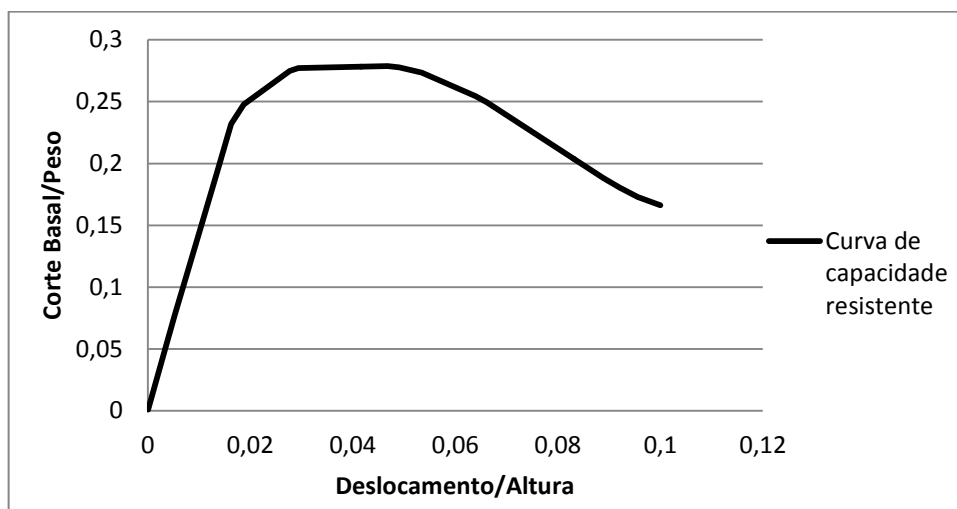


Fig. 5.13 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo dois.

A Fig. 5.13 ilustra a curva de capacidade resistente para o pórtico-tipo dois. Comparativamente com o pórtico-tipo um, o valor máximo de capacidade resistente é superior e o seu posterior decréscimo é mais acentuado. A assimetria do pórtico em estudo pode contribuir para os resultados expostos.

De seguida são apresentados no Quadro 5.3 os valores referentes aos métodos do fator de comportamento da estrutura seleccionada, os quais são calculados por via dos resultados da Fig. 5.13.

Quadro. 5.3 – Valores de cálculo de “ $\delta y$ ” e “ $\delta u$ ” para o pórtico indicado.

Pórtico-Tipo Dois			
$\delta y$		$\Delta u$	
Início da plastificação	0,01613	Redução da resistência em 20%	0,07594
Interação plastificação - resistência máxima	0,018923	Rotação última	0,1

No Quadro 5.4 são apresentados os valores para o fator de comportamento tendo em conta a interação entre os vários métodos de cálculo:

Quadro. 5.4 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico indicado.

		Redução da resistência em 20%	Rotação última
<b>"q" fator de comportamento = <math>(\lambda u) / (\lambda y)</math></b>	Início da plastificação	4,70799752	6,199628022
	Interação plastificação - resistência máxima	4,013105744	5,284574328

Igualmente como na análise do pórtico-tipo um, o fator de comportamento,  $q$ , calculado por via dos vários métodos, revela certo grau de disparidade nos valores. Novamente os métodos, início de plastificação e rotação última, revelam um valor de “ $q$ ” bastante próximo do adotado inicialmente. Ainda assim, à exceção de um, os valores obtidos pelos restantes métodos não se distanciam do referido.

### 5.5. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA PARA O PÓRTICO-TIPO TRÊS

O comportamento da ligação viga-coluna do piso 1 é idêntico ao verificado no piso congénere dos pórticos-tipo anteriores, como pode ser visto na Fig. 5.1.

O diagrama momento-rotação para a zona de ligação no piso dois é ilustrado na Fig. 5.14. O comportamento da rótula plástica originada neste piso é ligeiramente diferente. Apesar de atingir a capacidade máxima e elevados níveis de rotação, não alcança a rotura, o que não se impede de os resultados expostos serem satisfatórios.

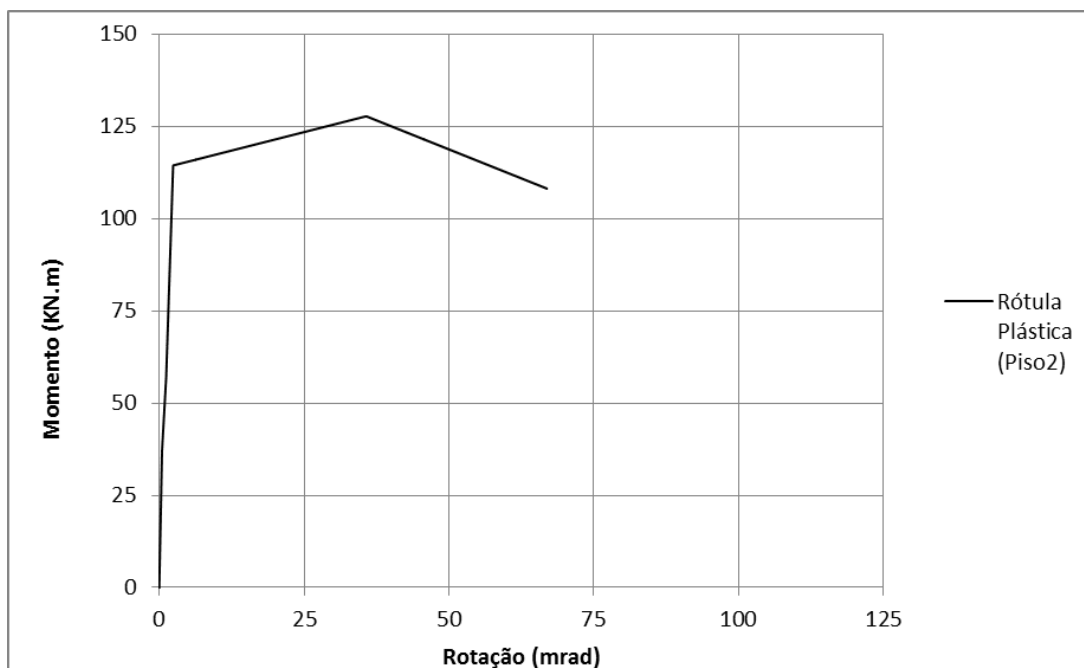


Fig. 5.14 – Diagrama da rótula plástica originada no piso dois para o pórtico-tipo três.

A Fig. 5.15 evidencia o comportamento positivo da coluna na proximidade com apoio. Igualmente como nos dois casos anteriores, não existe influência do elemento modelado nos resultados globais de rotação e momento fletor, uma vez que é desenvolvida uma rótula plástica nesta região da estrutura.

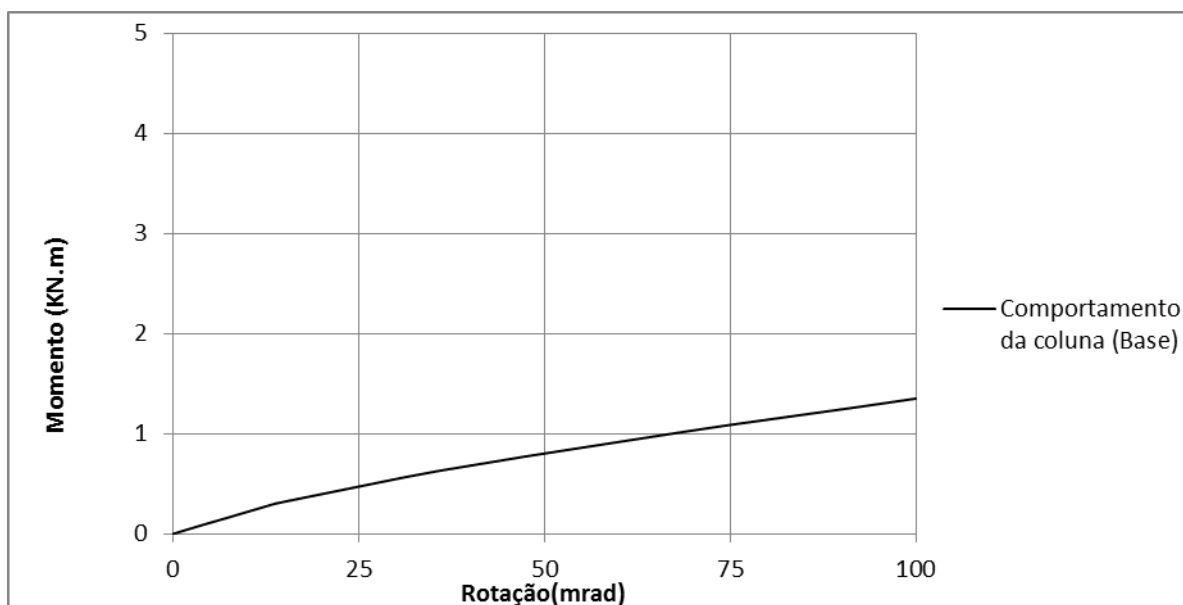


Fig. 5.15 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base.

A Fig. 5.16 ilustra o comportamento da curva de capacidade resistente da estrutura. Por análise da mesma é possível estabelecer algumas comparações com os casos anteriores. Quanto à geometria e aos valores assumidos, o diagrama exposto na Fig. 5.16 é similar ao apresentado pelo congénere do pórtico-tipo um, distinguindo-se ambos do obtido para o pórtico-tipo dois. Estes fatores podem ser explicados, possivelmente, pela simetria patente nos pórticos-tipo um e três e assimetria existente para o caso do pórtico-tipo dois.

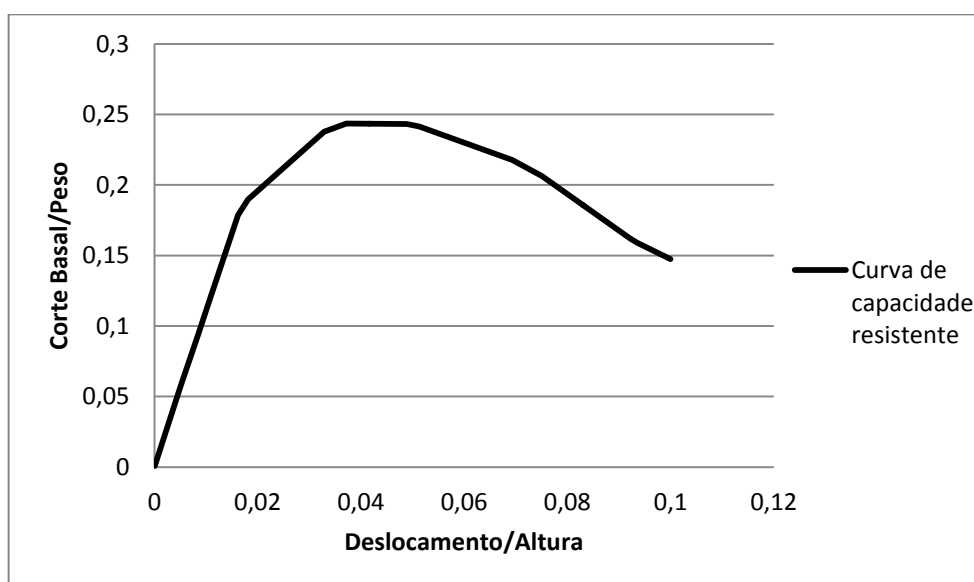


Fig. 5.16 – Curva de capacidade para o pórtico-tipo três.

De seguida apresenta-se no Quadro 5.5 os valores de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para os respetivos métodos de modo a posteriormente serem obtidas relações para o fator de comportamento da estrutura selecionada.

Quadro. 5.5 – Valores de cálculo de “ $\delta_y$ ” e “ $\delta_u$ ” para o pórtico selecionado.

Pórtico-Tipo Três			
$\delta_y$		$\delta_u$	
Início da plastificação	0,01606	Redução da resistência em 20%	0,07956
Interação plastificação - resistência máxima	0,021559	Rotação última	0,1

Quadro. 5.6 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico selecionado.

		Redução da resistência em 20%	Rotação última
<b>"q" fator de comportamento = <math>(\lambda_u) / (\lambda_y)</math></b>	Início da plastificação	4,95392279	6,226650062
	Interação plastificação - resistência máxima	3,690338142	4,638434065

O Quadro 5.6 evidencia os valores para o fator de comportamento, os quais são relativamente divergentes. Novamente a combinação entre os métodos “início da plastificação” e “rotura última” é a que se aproxima do valor proposto de seis. Tais resultados podem ser explicados pela menor inclinação da reta ascendente e curva descendente do diagrama da curva de capacidade resistente.

### 5.6. PÓRTICO DE DOIS PISOS E UM VÃO DE 5,5M

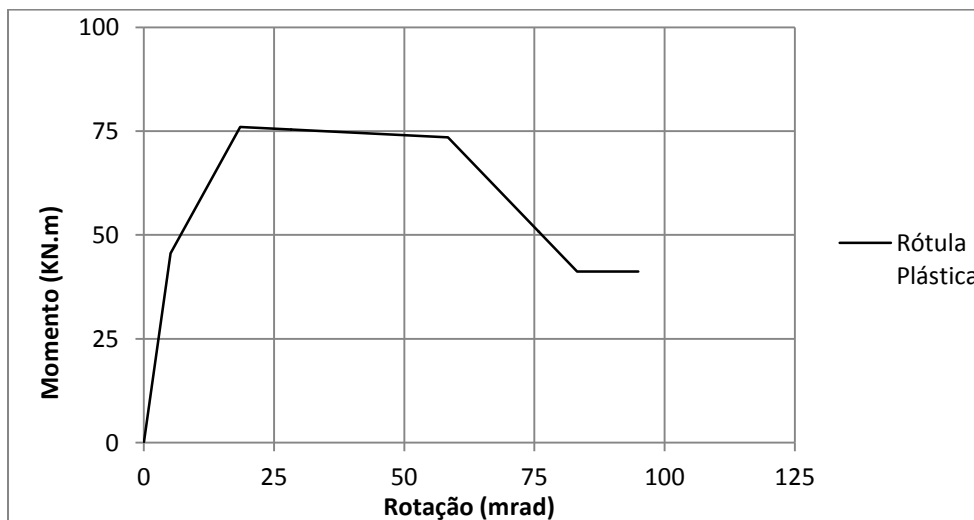


Fig. 5.17 – Diagrama da rótula plástica originada no piso 1 e 2 para o pórtico selecionado.

A Fig. 5.17 ilustra o comportamento da rótula plástica originada nos pisos 1 e 2 quando o pórtico em causa é sujeito a ações. Tal como seria de prever o comportamento é diferenciado comparativamente

com o demonstrado para os restantes pórticos, uma vez que o material usado na modelação da ligação foi o inicialmente prevista e com características similares ao elemento experimental CCF2.

O comportamento da rótula plástica evidenciado na proximidade dos apoios é patente na Fig. 5.18, tal como acontece com os restantes pórticos sujeitos a análise.

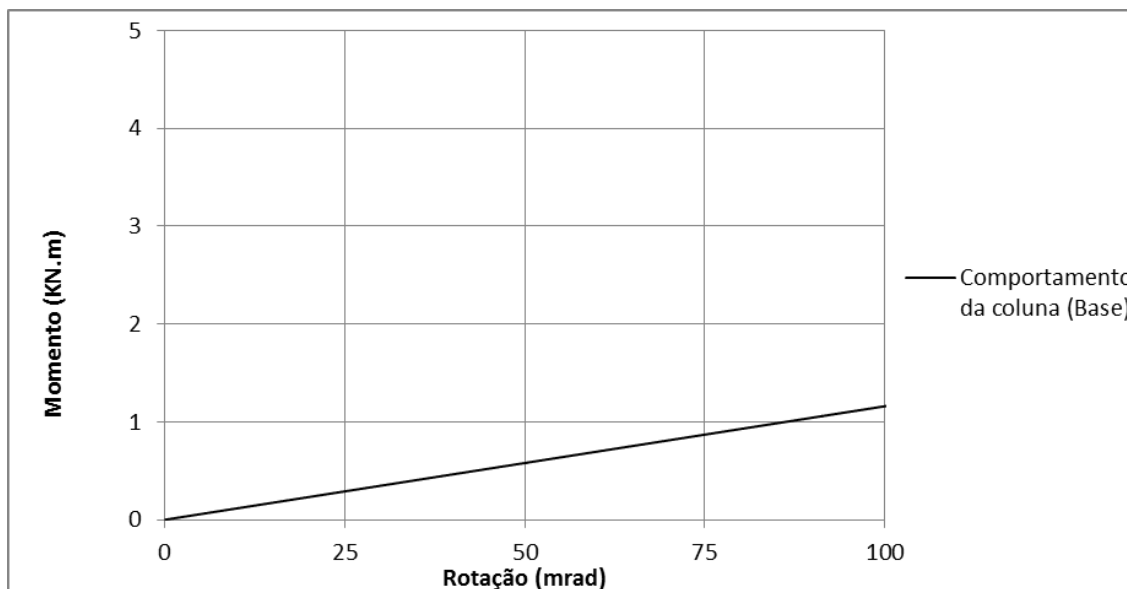


Fig. 5.18 – Diagrama momento-rotação da coluna ao nível da base.

A Fig. 5.19 ilustra o comportamento da curva de capacidade resistente para o pórtico em causa. Tal como sucedeu na análise do pórtico anterior é de prever a disparidade dos valores calculados para o fator “q”, tendo em conta o decréscimo da inclinação da reta inicial e da curva final.

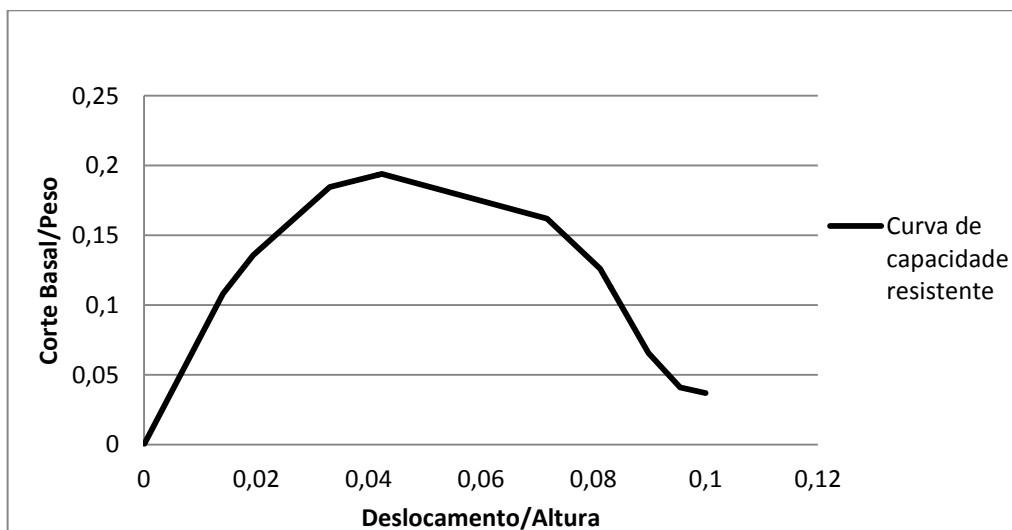


Fig. 5.19 – Curva de capacidade para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m.

De seguida apresenta-se no Quadro 4.7 os valores de “ $\delta y$ ” e “ $\delta u$ ” para os respetivos métodos.

Quadro. 5.7 – Valores de cálculo de “lambda y” e “lambda u” para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m.

2 Pisos e 1 Vão (5,5m)			
Lambda y		lamdba u	
Início da plastificação	0,01394	Redução da resistência em 20%	0,07356
Interação plastificação - resistência máxima	0,025217	Rotação última	0,1

O Quadro 5.8 revela os valores para o fator “q” de acordo com a relação dos vários métodos.

Quadro. 5.8 – Valores de cálculo do fator de comportamento para o pórtico de dois pisos e um vão de 5,5m.

		Redução da resistência em 20%	Rotação última
<b>"q" fator de comportamento = (lambda u) / (lambda y)</b>	Início da plastificação	5,276901004	7,173601148
	Interação plastificação - resistência máxima	2,917079748	3,965578776

Pelo quadro acima é possível afirmar que existe uma disparidade relevante dos valores entre o método, início de plastificação, e o congénere, plastificação de colapso, uma vez que os valores de “ $\delta y$ ” para estes dois casos são bastante distintos. Tal fato se sucede devido ao já referido, a inclinação da reta inicial é menor do que nos restantes casos, daí serem mais óbvias as diferenças. Para além disso, pelo decréscimo da inclinação da curva final o valor para o método, redução da resistência em 20%, é inferior comparativamente com os restantes casos.

## 5.7. CONCLUSÃO DA ANÁLISE

A disparidade dos resultados obtidos para o cálculo do fator de comportamento, q, é em algumas das situações estudadas, significativa, pelo que o autor entende a necessidade de ser estudado esta importante variável de forma mais homogénea, a qual tem por base a curva de capacidade resistente da estrutura.

O EC8 propõe uma forma alternativa no cálculo deste fator. O mesmo deve ser analisado em trabalhos futuros e estabelecer a comparação com os resultados obtidos pelos métodos expostos por Mazzolani.

# 6

## ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DE PÓRTICO SELECIONADO

### 6.1. CONTEXTO

Neste capítulo o autor pretende proceder, de modo similar ao realizado para o capítulo anterior, à programação e ao estudo de uma estrutura selecionada segundo a ação sísmica de modo a ser aplicada a análise não linear dinâmica.

Nesta situação o comando utilizado na modelação da análise diferencia-se do caso anterior, pelo que se trata do ponto crítico e de maior estudo por parte do autor. Ao invés do capítulo anterior, nesta fase o autor para além de ter de computar as acelerações máximas através de um registo sísmico como ação atuante na estrutura, também tem de modificar fatores de acordo com a análise pretendida e que melhor se adequa. Além disso, é igualmente computado um comando que reflita o amortecimento da estrutura, o qual é efetuado por via do método “Rayleigh” e possui uma fator de amortecimento cerca de 5%.

A modelação fornece-se de dados recolhidos em “*PEER Ground Motion Database*” [6], nomeadamente de acelerações espectrais e de registos sísmicos para possibilitar a computação dos mesmos em “*OpenSEES*”. O objetivo fundamental da aplicação deste tipo de análise é a sujeição da estrutura a diferenciadas ações sísmicas por forma a ser garantido uma estimativa fiável, confirmada através da análise da probabilidade de colapso. FEMA P695 [23] expõe a afirmação acima referida. Para além de evidenciar o estudo das estruturas por via do risco de ruir através da probabilidade, também impõe o método “*Incremental Dynamic Analysis*”, IDA, o que pelo qual é possível analisar a capacidade da estrutura a diferentes níveis de intensidade da aceleração sísmica. A Fig. 6.1 ilustra o aspeto da análise efetuada segundo o método desenvolvido em FEMA P695 [23].

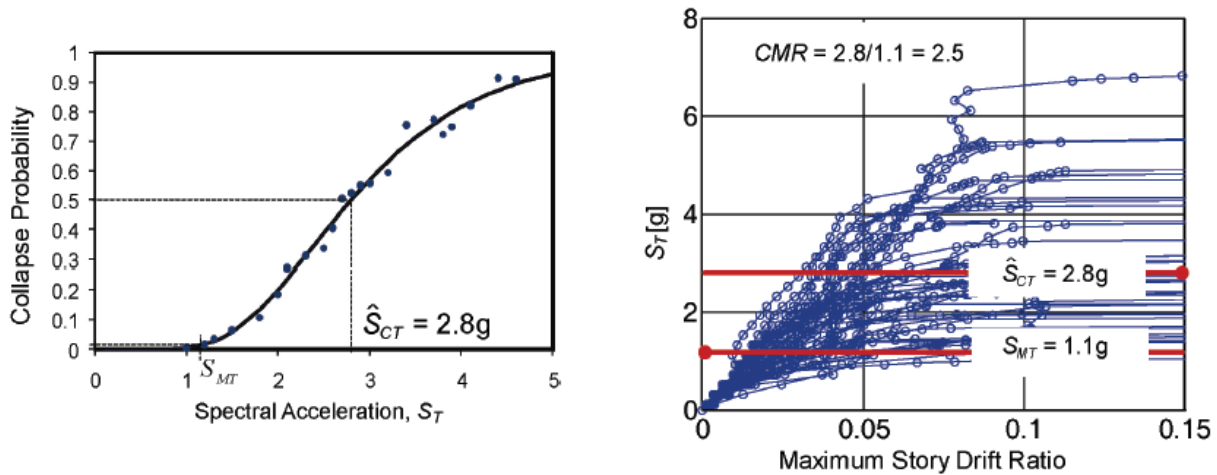


Fig. 6.1 – Curva de fragilidade ao colapso e resposta da análise IDA, respetivamente [23].

O autor opta por seleccionar o acontecimento de Northridge detetado pela estação de Beverly para programar a ação sísmica. O nível de intensidade das acelerações aplicada na estrutura é de 100%, pelo que o autor não aplica o método IDA. A Fig. 6.1 ilustra o registo sísmico de Northridge.

Além da escolha do registo sísmico, o autor também seleccionou o pórtico de dois pisos e vão de 5,5 m para ser sujeito à experiência. Os restantes pórticos não são foco do estudo para a análise em causa.

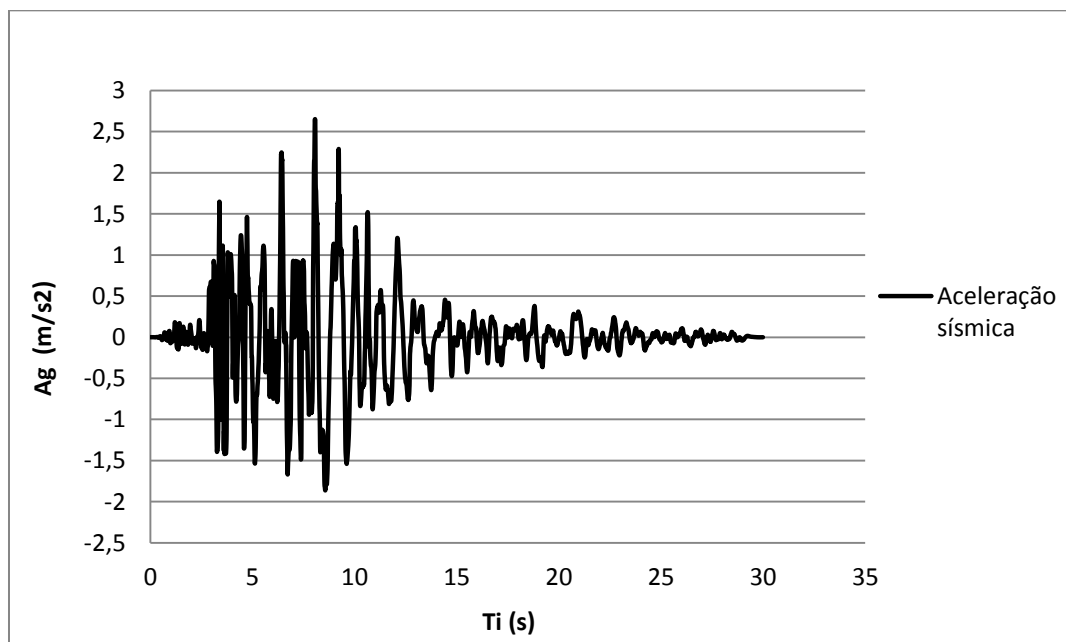


Fig. 6.2 – Registo sísmico para o acontecimento de Northridge segundo a estação de Beverly.

## 6.2. ANÁLISE DA LIGAÇÃO VIGA-COLUNA

Da mesma forma que ocorreu no capítulo anterior o autor igualmente pretende impor a plastificação e ou rotura da ligação como modo geral de colapso da estrutura.

O comportamento da ligação viga-coluna associado à ação gerada, é explícita na Fig. 6.2 e 6.3. Novamente se verifica a plastificação da ligação. Para ambos os casos é óbvio o carácter dúctil da

mesma, ainda que a deformação não seja tão evidente para a ligação viga-coluna do piso dois, uma vez que não solicitada da mesma forma que a congénere do primeiro piso.

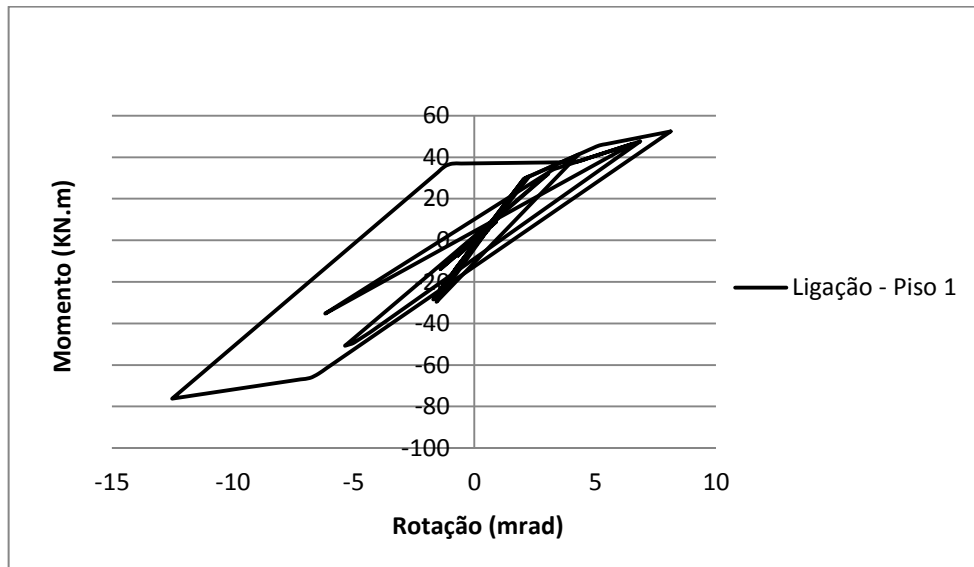


Fig. 6.2 – Rótula plástica originada na ligação viga-coluna do piso 1.

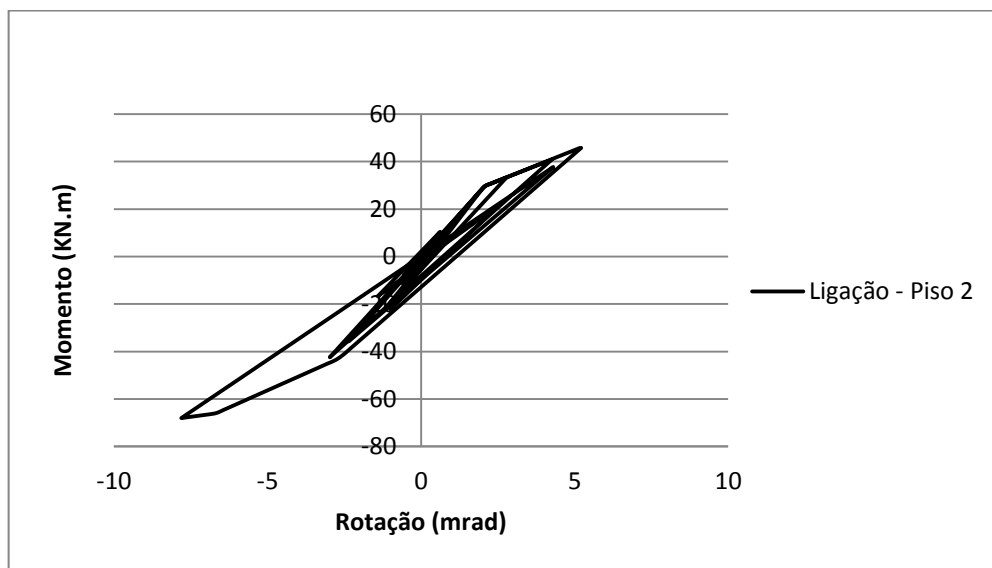


Fig. 6.3 – Rótula plástica originada na ligação viga-coluna do piso 2.

### 6.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA COLUNA

A Fig. 6.4 expõe o diagrama momento-rotação para a coluna ao nível do piso 1.

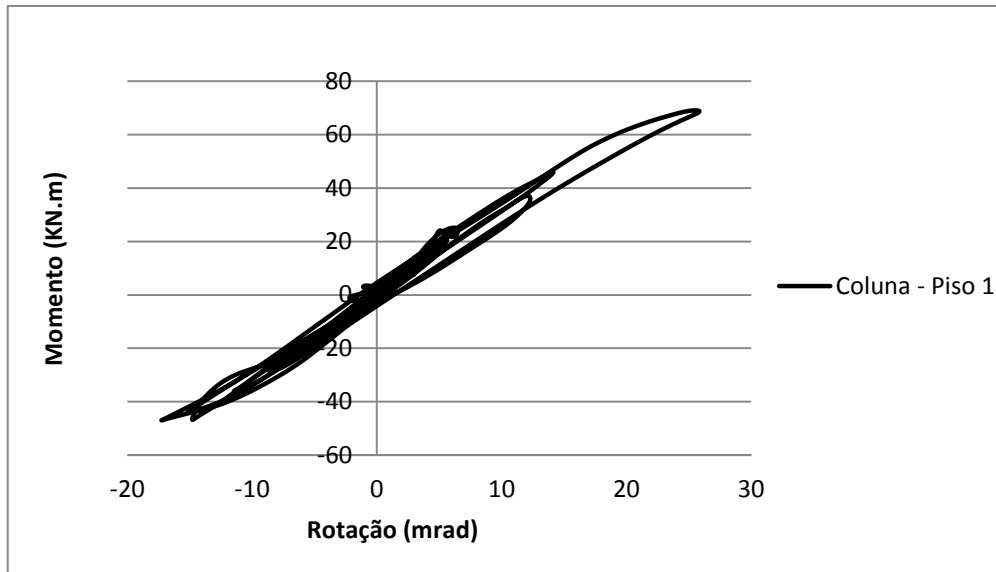


Fig. 6.4 – Comportamento registado na coluna ao nível do piso 1.

O comportamento elástico demonstrado pela coluna é um resultado bastante satisfatório. O fato de ser gerado este comportamento, aliado ao demonstrado na situação da ligação viga-coluna, não só atesta o sucesso da modelação e mas também a posterior credibilidade dos resultados.

Tal como foi referido pelo autor, o objetivo da presente investigação não se incide na exploração aprofundada do método demonstrado em FEMA P695, no entanto, de referir o carácter vantajoso da aplicação de uma análise probabilística através da implementação de IDA às estruturas futuramente modeladas.

# 7

## CONCLUSÕES

### 7.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO

O presente trabalho passou por várias fases de desenvolvimento, desde a aprendizagem da linguagem de programação .tcl e manuseamento da ferramenta informática OpenSEES até à análise não linear dinâmica, “*time-history*”. A colaboração internacional em parceria com a Universidade de Tecnologia e Economia de Budapeste (BME) permitiu ao autor adquirir conhecimentos relevantes para a execução da investigação.

Os resultados obtidos são conclusivos quanto à qualidade da tese apresentada. Posteriormente à escolha do elemento estrutural que melhor se adequava às necessidades, o elemento CCF2, o autor através do uso dos comandos “*PINCHING4*” e “*Reinforcing Steel*” obteve modelos numéricos com um elevado grau de precisão relativamente ao elemento experimental selecionado pelo que se conclui a sua utilidade e aplicabilidade na análise global de estruturas, destacando-se o modelo “*PINCHING4*” na exatidão apresentada quando sujeito a carregamento cíclico e no comportamento de carregamento linear até à rotura.

A inclusão do modelo local “*PINCHING4*”, tal como foi definido, em estruturas globais não possibilitou a sua execução no imediato, uma vez que não detinha a capacidade resistente necessária. Posto isto, o autor por modificação da geometria da estrutura, dos parâmetros dos materiais e da modelação de uma nova ligação viga-coluna com características similares à inicial, atingiu os resultados pretendidos de resistência e capacidade de deformação. Ainda de salientar a encurvadura local do banzo do perfil HEA220 como modo de rotura dúctil dominante.

Para a análise não linear estática, “*pushover*”, os resultados obtidos eram os pretendidos. O colapso da estrutura global verifica-se através da rotura dúctil próxima da zona de ligação viga-coluna por encurvadura local do banzo da viga, sendo que esse comportamento evidencia um dimensionamento adequado da viga e da ligação selecionada. Ainda de referir o comportamento elástico a meio vão da viga e nos pilares, sendo que o autor toma em conta as possíveis rótulas plásticas com origem na proximidade do encastramento dos apoios.

No mesmo sentido a análise não linear dinâmica, “*time-history*”, aplicada ao pórtico selecionado atingiu os mesmos objetivos finais satisfatórios referidos para a análise anterior, plastificação e/ou rotura na proximidade da zona de ligação viga-coluna por encurvadura local do banzo da viga e elasticidade no comportamento das colunas.

Em suma, é possível afirmar que a investigação levada a cabo pelo autor, em ambiente internacional, atingiu nas várias fases todos os objetivos a que se propôs, mas também permitiu ao autor aumentar o seu conhecimento numa área de referência ao nível das estruturas mistas e do respetivo

comportamento à ação sísmica com ênfase na informática e programação e com diversos fatores a intervirem como via da execução da tese pretendida.

## **7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Apresentam-se de seguida algumas sugestões para trabalhos futuros dentro do tema desenvolvido nesta tese:

- Aplicar o modelo local a diferentes pórtico-tipo e estudar respetivamente o comportamento para a análise não linear estática e dinâmica;
- Estudar modelos de interação viga-coluna que incluam o comportamento da coluna e aplicá-los em estruturas globais;
- Aprofundar o estudo dos modelos para a implementação de IDA, “*Incremental Dynamic Analysis*”;

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Ádány, S., Calado, L. and Dunai, L. “*Experimental studies on cyclic behaviour modes of base plate connections*”, Proc. of the 3rd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, (STESSA), (eds. Mazzolani, F.M. and Tremblay, R.) , pp. 269-275, Roterdão, (2000a).
- [2] Ádány, S., Dunai, L. “*Monotonic and cyclic loading analyses of T-stubs*”, Proc. Of the 3rd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, (STESSA), (eds. Mazzolani, F.M. and Tremblay, R.), pp. 89-96, Roterdão, (2000b).
- [3] Kovács, N., Dunai, L., and Calado, L., “*Cyclic Behaviour of End-Plate Joints of Steel and Composite Structural Elements*” Tese de Doutoramento, BME, 2005.
- [4] Programa OpenSEES (Online), <http://opensees.berkeley.edu/> [Online], consultado em 20/02/2012.
- [5] Tutorial de programação .tcl, <http://www.tcl.tk/man/tcl8.5/tutorial/tcltutorial.html> [Online], consultado em 27/02/2012.
- [6] PEER Ground Motion Database, [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database/](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/) [Online], consultado em 15/06/2012.
- [7] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., Fenves, G., et al. “*OpenSees Command Language Manual*”, Pacific Earthquake Engineering Center, Univ. of Calif., Berkeley, 2007.
- [8] Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Software de análise de estruturas, (<http://usa.autodesk.com/robot-structural-analysis-professional/>) [Online], consultado em 05/06/2012.
- [9] Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes, LNEC, “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*”, DL nº 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora, Porto, 2005.
- [10] Programa informático ConSteel e csJoint, <http://consteel.hu/> [Online], consultado em 20/06/2012.
- [11] CEN. prEN 1998-1:(2003). “*Eurocode 8: Design of structure for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, Bruxelas, 2003.
- [12] CEN. NP EN 1993-1-8 (2010). “*Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-8: Projecto de Ligações*”, Bruxelas, 2010.
- [13] CEN. prEN 1993-1-8:(2003): E. “*Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints*”, Bruxelas, 2003.
- [14] Kovács, N., Calado, L., Dunai, L. Ádány, S. “*Experimental Program on the bolted end-plate type joints of slender section columns*”, Lisboa, 2002.
- [15] Kovács, N., Calado, L., Ádány, S. and Dunai, L. “*Experimental study on the cyclic behaviour of end-plate joints of steel and composite columns*”, Proc. of 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Londres, publicado em CD, 2005.
- [16] CEN. EN 1994-1-1 (2004): E. “*Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, Bruxelas, 2004.
- [17] OpenSeesWiki, [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modeling\\_Commands](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modeling_Commands) [Online], consultado em 02/03/2012.
- [18] Chang, G. and Mander, J. “*Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I – Evaluation of Seismic Capacity.*”, NCEER Technical Report 94-0006, 1994.

[19] Barros, R. C., Braz-César, M. T. “*Performance based design of building structural frames using static non-linear analysis. Developments and Applications in Computational Structures Technology*”, Civil-Comp Press, Porto, 2010.

[20] Braz-César, M. T., Oliveira, D. V., Barros, R. C. “*Numerical Validation of the Experimental Cyclic Response of Reinforced Concrete Frames*”, in B.H.V. Topping, M Papadrakis, (Editores), “*Trends in Computational Structures Technology*”, Publicações Saxe-Coburg, Stirligshire, Reino Unido, 2008.

[21] CEN. EN 1992-1-1 (2004): E. “*Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*”, Bruxelas.

[22] Mazzolani, F. M., Piluso V. “*Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*”, Publicado por E & FN Spon e impresso por Chapman & Hall, Londres, Reino Unido, 1996.

[23] Applied Technology Council. “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, FEMA P695, Redwood City, California, 2009