

ESTUDOS PARAMÉTRICOS DO DESEMPENHO DE PÓRTICOS METÁLICOS COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS, SUJEITOS A CARREGAMENTOS ESTÁTICOS

José Manuel Marques Pires

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil.

Dissertação realizada sob a orientação do Professor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Porto, Setembro de 2009

ÍNDICE GERAL

RESUMO ……..…… **v**
ABSTRACT ……..…. **vi**
AGRADECIMENTOS …….……. **vii**
ÍNDICE DE TEXTO ……..…. **ix**
ÍNDICE DE FIGURAS ……..…. **xi**
ÍNDICE DE GRÁFICOS ……...…….. **xvii**
ÍNDICE DE QUADROS ……..…. **xxi**

CAPÍTULO	1	INTRODUÇÃO	1.1
CAPÍTULO	2	LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS	2.7
CAPÍTULO	3	ESTUDO DAS LIGAÇÕES A UTILIZAR NOS PÓRTICOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	3.59
CAPÍTULO	4	MODELAÇÃO E CALIBRAÇÃO NÚMERICA DO PROGRAMA DE CÁLCULO ROBOT MILLENNIUM	4.113
CAPÍTULO	5	ESTUDO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS METÁLICOS COM LIGAÇÕES SEMI-RIGIDAS	5.131
CAPÍTULO	6	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS	6.157
		REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	6.165

RESUMO

No projecto e dimensionamento de estruturas metálicas é usual idealizar que as ligações entre as vigas e os pilares são infinitamente rígidas ou idealmente flexíveis (ligação de rótula perfeita). O comportamento rígido implica que o ângulo da ligação viga pilar seja constante enquanto que na idealização de rótula este ângulo varia, dependendo apenas das características da viga. Na realidade, uma ligação viga-pilar nunca apresenta estes comportamentos ideais, visto que todos os componentes de uma ligação têm características distintas. Este comportamento, designado por semi-rígido, encontra-se limitado pelo comportamento idealmente rígido e pelo idealmente flexível.

As ligações semi-rígidas serão objecto da nova regulamentação europeia, mais concretamente do Eurocódigo nº3 – parte 1.8, preenchendo um vazio na regulamentação de estruturas metálicas.

A introdução de ligações semi-rígidas na análise de pórticos metálicos levanta algumas questões, nomeadamente a da instabilidade do pórtico e a selecção do método de análise. Para responder a estas e outras questões foi elaborado um estudo paramétrico, cujo objectivo foi aprofundar toda a temática inerente à utilização de ligações semi-rígidas em pórticos metálicos sujeitos a carregamentos estáticos.

Para cumprir estes objectivos foram feitos estudos paramétricos a diversos tipos de ligações semi-rígidas utilizadas na prática. As características destas ligações foram calculadas através do programa JMRC (*joint moment rotation capacity* - criado pelos investigadores Ciro Faella, Vincenso Piluso e Gianvittorio Rizzano) e utilizando as leis matemáticas previstas no EC3 para a curva momento-rotação das ligações. Depois de analisadas as ligações, foram analisados os pórticos através de análises não lineares geométricas e não lineares materiais através de um programa de cálculo comercial – Robot Millennium (V.19). Por último foi investigado um modelo de análise global, mais simples e que traduza de forma aceitável o comportamento de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas sujeitos a cargas estáticas.

Finalmente, são apresentadas as conclusões finais sobre o estudo das várias ligações semi-rígidas e sobre a análise de pórticos com ligações semi-rígidas. São também apontados alguns caminhos para futuras investigações na área das ligações semi-rígidas.

ABSTRACT

When studying a steel structure it is usual to idealize that the connections between beams and columns are infinitely rigid or perfectly released (pinned connection). The rigid behavior means that the relative angle between the beam and column always stays the same and in a perfectly pinned connection this angle changes with the loads applied on the beam and with the beam stiffness. Experience shows that this two idealized connection behaviors are not true, because all the components in the connections have distinct characteristics. This behavior, known as semi-rigid behavior, is upper limited by the infinitely rigid behavior and its lower limited by the pinned behavior.

The semi-rigid connections behavior will be object of the new European Code, more exactly by the Eurocode 3 – part 1.8, filling a void in the European codes of steel structures.

The use of semi-rigid behavior of steel connections in the analysis of steel portal frames rises some questions: for example the critical load of the portal frame and the selection of the global analysis method. To answer this questions and many other, a parametric study was carried on, with the goal to deeply study the thematic of the use of semi-rigid connections in global analysis of steel portal frames subject to static loads.

To fulfill these goals, many parametric studies were made to some types of semi-rigid connections used in real steel structures. The behaviors of these connections were obtained by the JMRC – Joint Moment Rotation Capacity program (created by the researchers Ciro Faella, Vincenso Piluso and Gianvittorio Rizzano) and by using the moment-rotation mathematical expressions of the EC3. After the analysis of the behavior of the steel connections, the portal frames were studied by a non linear geometric and non linear material analysis performed by a commercial structural program – Robot Millennium (V.19). At last a research was made to achieve approximated results with a simpler analysis of the steel portal frames with semi-rigid connections subject to static loads.

Finally, some conclusions based on the parametric study of the semi-rigid connections and of the portal frames with semi-rigid connections are derived. In the end, some directions are pointed for future researches on the semi-rigid steel connections and their use on portal frames.

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação reflecte o meu percurso académico assim como a minha experiência profissional, que se iniciou na área de estruturas metálicas. Ainda antes de ter terminado a formação no ensino superior (Universidade de Aveiro) iniciei funções de projectista na Martifer - Construções Metalomecânicas SA, onde tive oportunidade de aplicar e desenvolver os conhecimentos adquiridos durante a licenciatura, contudo foi também nesta fase que surgiram as maiores dúvidas. Foram muitas as pessoas que me ensinaram: desde o mais simples serralheiro ou soldador até ao mais credenciado engenheiro. Destas inúmeras pessoas gostaria salientar e de agradecer a dois colegas de profissão: o **Eng.º Matos Silva e o Eng.º Adriano Santos**, que se tornaram nas minhas primeiras referências.

Após este período, passado na metalomecânica, decidi aprofundar conhecimentos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, através do curso de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. Foi nesta instituição que os meus conhecimentos se solidificaram, através de um excelente núcleo de professores das diferentes áreas das estruturas. Desta instituição gostaria salientar o Professor **Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros**, que propôs e aceitou ser o meu orientador na presente dissertação. Ao Prof. Carneiro de Barros agradeço o apoio e a orientação prestada, a atenção e grande disponibilidade dispensada, bem como sugestões e alguma bibliografia relevante facultada.

Gostaria de agradecer à minha família, nomeadamente aos meus pais **João Pedro Pires** e **Maria de Ascensão Marques Castanheira Pires** pelo exemplo que são para mim.

Finalmente um agradecimento muito especial à **Ana Rita Vieira de Castro**, por me ter acompanhado durante toda esta caminhada.

ÍNDICE DE TEXTO

1 INTRODUÇÃO 1.1

1.1 ASPECTOS GERAIS 1.1

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO 1.3

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 1.4

2 LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS 2.7

2.1 INTRODUÇÃO 2.7

2.2 MÉTODOS DE MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ROTACIONAL 2.10

2.3 REPRESENTAÇÃO MATEMÁTICA DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO 2.11

2.3.1 Generalidades 2.11
2.3.2 Formulações baseadas em rigidez, resistência e factor de forma 2.12
2.3.3 Formulações de aproximação a resultados experimentais 2.22

2.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO 2.25

2.4.1 Generalidades 2.25
2.4.2 Modelos Empíricos 2.25
2.4.3 Modelos Analíticos 2.26
2.4.4 Modelos Mecânicos 2.26
2.4.5 Análise por Elementos Finitos 2.28
2.4.6 Ensaios Laboratoriais 2.29

2.5 MÉTODO DAS COMPONENTES APLICADO A ALGUNS TIPOS DE LIGAÇÕES 2.30

2.5.1 Introdução 2.30
2.5.2 Ligações Soldadas 2.31
2.5.3 Ligações aparafusadas com chapa de topo 2.34
2.5.4 Ligações aparafusadas com cantoneiras 2.39

2.6 ASPECTOS REGULAMENTARES – EC3 PARTE 1.8 2.46

2.6.1 Introdução 2.46
2.6.2 Diagrama característico da curva momento-rotação de uma ligação 2.47
2.6.3 Análise, classificação e modelação 2.50

3 ESTUDO DAS LIGAÇÕES A UTILIZAR NOS PÓRTICOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO 3.59

3.1 INTRODUÇÃO 3.59

3.2 PÓRTICO 1 3.59

3.2.1 Generalidades 3.59
3.2.2 Ligações do pórtico 1 3.61
3.3 PÓRTICO 2 3.85
3.3.1 Generalidades 3.85
3.3.2 Ligações do pórtico 2 3.88
4 MODELAÇÃO E CALIBRAÇÃO NÚMERICA DO PROGRAMA DE CÁLCULO ROBOT MILLENNIUM 4.113
4.1 ASPECTOS GERAIS 4.113
4.2 MODELAÇÃO NO PROGRAMA ROBOT MILLENNIUM 4.114
4.2.1 Introdução 4.114
4.2.2 Análise Elástica vs Análise Linearizada de 2ª Ordem vs Análise Não Linear Geométrica 4.114
4.2.3 Análise por espalhamento da plasticidade 4.122
4.2.4 Introdução de leis de comportamento não lineares nas ligações viga-pilar 4.125
4.3 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO 4.126
4.4 ASPECTOS FINAIS 4.128
4.4.1 Lei Material e Secções 4.128
4.4.2 Imperfeições Iniciais 4.129
4.4.3 Tipo de análise e processo incremental 4.129
4.4.4 Elementos finitos 4.129
5 ESTUDO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS METÁLICOS COM LIGAÇÕES SEMI-RIGIDAS 5.131
5.1 INTRODUÇÃO 5.131
5.2 PÓRTICO 1 – PÓRTICO DE DESENVOLVIMENTO EM PLANTA 5.131
5.3 PÓRTICO 2 – PÓRTICO DE DESENVOLVIMENTO EM ALTURA 5.141
5.4 PROPOSTA DE UM MODELO GLOBAL DE ANÁLISE 5.152
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS 6.157
6.1 ASPECTOS GERAIS 6.157
6.2 CONCLUSÕES FINAIS 6.158
6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 6.162
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 6.165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Idealizações tradicionais para as ligações de um pórtico. 1.1
Figura 1.2 – Diagramas típicos momento-rotação (Chen, Toma, 1994). 1.1
Figura 1.3 – Ligação viga-pilar com chapa de topo estendida e correspondente modelo - método das componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 1.2
Figura 2.1 – Modelação de ligações na análise de estruturas (Faella, Piluso, Rizzano, 2000) 2.7
Figura 2.2 – Esquema de uma ligação com identificação dos seus macros componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.8
Figura 2.3 – Modelo da ligação em que as molas incluem o comportamento da zona de ligação e do painel de alma (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.8
Figura 2.4 – Modelo da ligação em que o comportamento das zonas de ligação e do painel de alma é separado (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.9
Figura 2.5 – Diferentes representações matemáticas para a curva momento-rotação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.12
Figura 2.6 – Formulação matemática trilinear e identificação dos cinco parâmetros. 2.13
Figura 2.7 – Representação da formulação multilinear – conceito (Prakit Premthamkorn). 2.14
Figura 2.8 – Representação da formulação matemática de Ramberg-Osgood. 2.15
Figura 2.9 – Representação do modelo de potências para a curvas momento-rotação de ligações (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.17
Figura 2.10 – Representação do modelo de potências com um tramo final de amaciamento (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.17
Figura 2.11 – Representação da formulação de potências de Pilvin (1983) 2.19
Figura 2.12 – Representação da formulação de potências de Colson (1991). 2.19
Figura 2.13 – Representação do modelo exponencial para a curvas momento-rotação de ligações (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.20
Figura 2.14 – Representação do modelo exponencial com um tramo final de amaciamento (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.21
Figura 2.15 – Representação da formulação logarítmica para ligações de cantoneira, Wu e Chen (1990). 2.21
Figura 2.16 – Comparação entre a formulação exponencial e exponencial modificada quando aplicadas a dados experimentais com um tramo linear (Chen, Toma, 1994) 2.24

Figura 2.17 – Ligações soldadas – detalhes possíveis para o reforço da zona do painel (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.32
Figura 2.18 – Componentes de uma ligação soldada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.32
Figura 2.19 – Modelo mecânico da ligação soldada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.33
Figura 2.20 – Procedimento para combinar as contribuições dos componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.34
Figura 2.21 – Tipos de ligação de chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.35
Figura 2.22 – Orientação do *T-stub* para um pilar com e sem reforços de continuidade (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.36
Figura 2.23 – Componentes de uma ligação com chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000) 2.36
Figura 2.24 – Modelo mecânico das ligações de chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000) 2.37
Figura 2.25 – Procedimento para avaliação da rigidez da ligação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000) 2.38
Figura 2.26 – Identificação dos componentes dependendo da fiada de parafusos considerada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.42
Figura 2.27 – Identificação dos componentes dependendo da fiada de parafusos considerada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.43
Figura 2.28 – Modelo mecânico das ligações aparafusadas de cantoneiras de alma e banzos (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.44
Figura 2.29 – Procedimento para a determinação da rigidez rotacional da ligação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000). 2.45
Figura 2.30 – Curva momento-rotação característica de uma ligação (1 – limite para S_j) (EC3 - parte 1.8). 2.47
Figura 2.31 – Rigidez rotacional a ser usada em análises globais elásticas (EC3 – parte 1.8) 2.52
Figura 2.32 – Curva momento-rotação característica simplificada (EC3 – parte 1.8). 2.52
Figura 2.33 – Classificação de ligações através da rigidez (EC3 – parte 1.8). 2.53
Figura 2.34 – Classificação de ligações através da resistência (EC3 – parte 1.8). 2.55
Figura 2.35 – Modelo de tesoura. 2.56
Figura 2.36 – Modelo de Krawinckler. 2.56
Figura 2.37 – Forças e momentos que actuam na ligação (EC3 – parte 1.8). 2.57

Figura 2.38 – Forças e momentos que actuam no painel de alma nas zonas de ligação (EC3 – parte 1.8).....2.57
Figura 2.39 – Modelação da ligação (EC3 – parte 1.8).....2.57
Figura 3.1 – Alçado do pórtico 1.....3.60
Figura 3.2 – Cargas permanentes aplicadas ao pórtico 1. .....3.60
Figura 3.3 – Sobrecargas aplicadas ao pórtico 1. .....3.60
Figura 3.4 – Acções horizontais (vento) aplicadas ao pórtico 1.....3.60
Figura 3.5 – Alçado do pórtico 1 com as secções reais – pilares HEB200 e vigas IPE330 (S275). 3.61
Figura 3.6 – Alçado do pórtico 1 com as diferentes ligações viga-pilar assinaladas. 3.62
Figura 3.7 – Ligação tipo do pórtico 1 – chapa de topo estendida. 3.64
Figura 3.8 – Alma do pilar em compressão (cwc) e alma do pilar em tracção (cwt). 3.65
Figura 3.9 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar. 3.66
Figura 3.10 – Encurvadura na zona comprimida da alma do pilar (EC3 – parte 1.8). 3.69
Figura 3.11 – Ligação tipo do pórtico 1 – Cantoneiras de banzo. 3.72
Figura 3.12 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar. 3.73
Figura 3.13 – Ligação tipo do pórtico 1 – Cantoneiras de banzo e de alma. 3.78
Figura 3.14 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar. 3.79
Figura 3.15 – Alçado do pórtico 2. .....3.86
Figura 3.16 – Cargas permanentes aplicadas ao pórtico 2. .....3.86
Figura 3.17 – Sobrecargas aplicadas ao pórtico 2. .....3.87
Figura 3.18 – Acções horizontais (vento) aplicadas ao pórtico 2.....3.87
Figura 3.19 – Alçado do pórtico 1 com as secções reais. 3.88
Figura 3.20 – Alçado do pórtico 2 com as diferentes ligações viga-pilar assinaladas. 3.89
Figura 3.21 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar HEB400. .....3.91
Figura 3.22 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar P1. .....3.91
Figura 3.23 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar HEA400. .....3.92
Figura 3.24 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar P2. .....3.93
Figura 3.25 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar HEB400 – ligação de chapa de topo estendida. 3.93
Figura 3.26 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzo – pilar HEB400. .....3.101
Figura 3.27 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzo – pilar P1. .....3.102
Figura 3.28 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzos – pilar HEA400. .....3.103
Figura 3.29 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzos – pilar P2. .....3.103

Figura 3.30 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar HEB400. .....3.107
Figura 3.31 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar P1. .....3.107
Figura 3.32 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar HEA400. .....3.108
Figura 3.33 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar P2. .....3.109
Figura 3.34 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar HEB400 – ligação de cantoneiras nos banzos e na alma. 3.109
Figura 4.1 – Selecção do tipo de análise no programa Robot Millennium. 4.115
Figura 4.2 – Opções do método iterativo. 4.116
Figura 4.3 – Opções adicionais do método iterativo. 4.117
Figura 4.4 – Diagramas de esforços para a análise elástica linear – pilar em consola (1 elemento finito). 4.118
Figura 4.5 – Diagramas de esforços para a análise de 2ª ordem linearizada – pilar em consola (1 elem. finito).....4.118
Figura 4.6 – Diagramas de esforços para a análise linear geométrica – pilar em consola (50 elem. finitos).....4.118
Figura 4.7 – Diagramas de esforços para a análise elástica linear e para a análise de 2ª ordem linearizada – viga simplesmente apoiada (1 elemento finito). 4.120
Figura 4.8 – Diagramas de esforços para a análise de 2ª ordem linearizada – viga simpl. apoiada (100 elem. finito). 4.120
Figura 4.9 – Diagramas de esforços para a análise linear geométrica – viga simpl. apoiada (100 elem. finitos). 4.121
Figura 4.10 – Esquemas de diagramas carga deslocamento. A vermelho análise de 2ª ordem linearizada e a verde análise não linear geométrica. 4.122
Figura 4.11 – Tipos de análise estrutural (António Reis, Dinar Camotim, 2001). 4.123
Figura 4.12 – Método das fatias no programa Robot Millennium. 4.124
Figura 4.13 – Introdução de DSC no programa Robot Millennium. 4.125
Figura 4.14 – Pórtico de calibração de El Zanaty (1980) e lei material. 4.127
Figura 5.1 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rígidas - combinação 1.....5.132
Figura 5.2 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rígidas - combinação 2.....5.132
Figura 5.3 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rotuladas - combinação 1.....5.133

Figura 5.4 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rotuladas - combinação 2. ..... 5.134
Figura 5.5 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de chapa de topo estendida - combinação 1. ..... 5.134
Figura 5.6 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de chapa de topo estendida - combinação 2. ..... 5.135
Figura 5.7 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos - combinação 1. ..... 5.136
Figura 5.8 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos - combinação 2. ..... 5.136
Figura 5.9 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos e na alma - combinação 1. ..... 5.137
Figura 5.10 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos e na alma - combinação 2. ..... 5.138
Figura 5.11 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas. 5.141
Figura 5.12 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas. 5.142
Figura 5.13 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas. 5.142
Figura 5.14 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas. 5.143
Figura 5.15 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas. 5.143
Figura 5.16 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas. 5.144
Figura 5.17 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas. 5.145
Figura 5.18 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas. 5.145
Figura 5.19 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas. 5.146
Figura 5.20 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos. 5.147
Figura 5.21 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos. 5.147

Figura 5.22 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos.....5.148
Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma.....5.149
Figura 5.24 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma.....5.149
Figura 5.25 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e alma.....5.150

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.66
Gráfico 3.2 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.67
Gráfico 3.3 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga. 3.67
Gráfico 3.4 – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.68
Gráfico 3.5 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.68
Gráfico 3.6 – Pilar com cutelos de continuidade. 3.69
Gráfico 3.7 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1). 3.70
Gráfico 3.8 – Comportamento e classificação da ligação do piso 2 – EC3 (β = 1). 3.71
Gráfico 3.9 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.73
Gráfico 3.10 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.74
Gráfico 3.11 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga. 3.74
Gráfico 3.12 – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.75
Gráfico 3.13 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.75
Gráfico 3.14 – Pilar com cutelos de continuidade. 3.75
Gráfico 3.15 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1). 3.76
Gráfico 3.16 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1). 3.77
Gráfico 3.17 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.80
Gráfico 3.18 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.80
Gráfico 3.19 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga. 3.80
Gráfico 3.20 – Pilar sem cutelos de continuidade. 3.82
Gráfico 3.21 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga. 3.82
Gráfico 3.22 – Pilar com cutelos de continuidade. 3.82
Gráfico 3.23 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1). 3.83
Gráfico 3.24 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1). 3.83
Gráfico 3.25 e 3.26– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para β = 0. ..... 3.84
Gráfico 3.27 e 3.28– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para β = 1. ..... 3.84
Gráfico 3.29 e 3.30– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para β = 2. ..... 3.85
Gráfico 3.31 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEB400. ..... 3.94

Gráfico 3.32 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar com P1. ..... 3.94
Gráfico 3.33 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEA400. ..... 3.94
Gráfico 3.34 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P2. ..... 3.95
Gráfico 3.35 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEB400. ..... 3.96
Gráfico 3.36 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P1. ..... 3.96
Gráfico 3.37 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEA400. ..... 3.97
Gráfico 3.38 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P2. ..... 3.97
Gráfico 3.39 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/HEB400 – pórtico 2. ..... 3.98
Gráfico 3.40 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/P1 – pórtico 2. ..... 3.99
Gráfico 3.41 – Comportamento e classificação da ligação de chapa de topo estendida IPE500/HEA400 – pórtico 2. ..... 3.99
Gráfico 3.42 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/P2 – pórtico 2. ..... 3.99
Gráfico 3.43 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/HEB400 – pórtico 2. ..... 3.104
Gráfico 3.44 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/P1 – pórtico 2. ..... 3.104
Gráfico 3.45 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/HEA400 – pórtico 2. ..... 3.105
Gráfico 3.46 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/P2 – pórtico 2. ..... 3.105
Gráfico 3.47 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/HEB400 – pórtico 2. ..... 3.110
Gráfico 3.48 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/P1 – pórtico 2. ..... 3.111
Gráfico 3.49 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/HEA400 – pórtico 2. ..... 3.111
Gráfico 3.50 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/P2 – pórtico 2. ..... 3.111

Gráfico 4.1 – Comparação dos resultados para o pórtico de calibração de El Zanaty. 4.127
Gráfico 5.1– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 1. .....5.139
Gráfico 5.2– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 2. .....5.139
Gráfico 5.3– Carga de colapso do pórtico Vs Momento resistente das ligações.....5.140
Gráfico 5.4– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 1. .....5.151
Gráfico 5.5– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 2. .....5.151
Gráfico 5.6– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 1.....5.154
Gráfico 5.7– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 2.....5.155
Gráfico 5.8– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 1.....5.155
Gráfico 5.9– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 2.....5.156

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Espessura máxima da chapa de topo, banzo do pilar ou cantoneira de ligação para assegurar uma capacidade de rotação adequada, em função do diâmetro do parafuso e das classes dos materiais de acordo com o EC3 – parte 1.8. .....2.50
Tabela 2.2 – Tipos de modelo das ligações (EC3 – parte 1.8). 2.51
Tabela 2.3 – Coeficiente de modificação da rigidez η (EC3 – parte 1.8).....2.52
Tabela 2.4 – Valores aproximados para o coeficiente de transformação β (EC3 - parte 1.8). ...2.58

1 INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

No projecto e dimensionamento de estruturas metálicas é usual idealizar que as ligações entre as vigas e os pilares são infinitamente rígidas ou idealmente flexíveis (ligação de rótula perfeita). O comportamento rígido implica que o ângulo da ligação viga pilar seja sempre constante enquanto que na idealização de rótula este ângulo varia, dependendo apenas das características da viga. Na realidade, uma ligação viga-pilar nunca apresenta estes comportamentos ideais, visto que todos os componentes de uma ligação têm características distintas. Este comportamento, designado por semi-rígido, encontra-se limitado pelo comportamento idealmente rígido e pelo idealmente flexível.

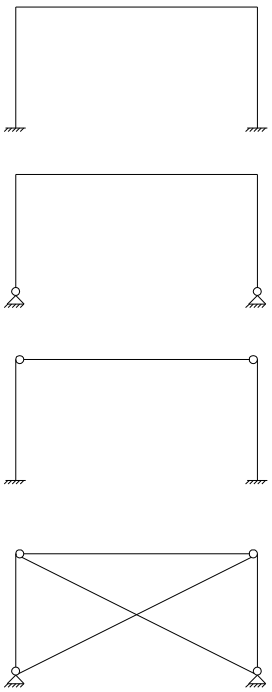


Figura 1.1 – Idealizações tradicionais para as ligações de um pórtico.

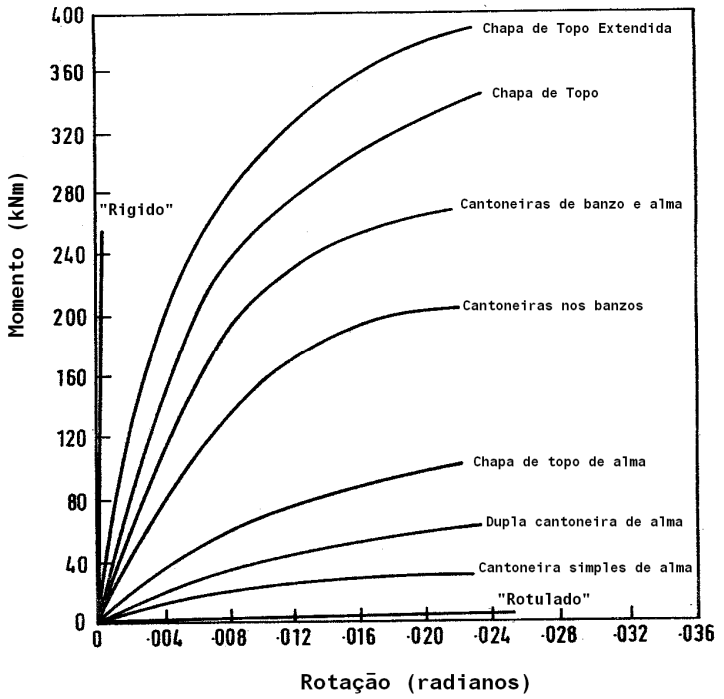


Figura 1.2 – Diagramas típicos momento-rotação (Chen, Toma, 1994).

A consideração destas idealizações ao nível das ligações entre elementos, permite uma simplificação do processo de cálculo e dimensionamento de pórticos metálicos, mas o comportamento calculado pode afastar-se bastante do comportamento real do pórtico. O uso de

ligações idealmente rígidas leva a que a pormenorização da ligação seja dispendiosa, devido à utilização corrente de rigidificadores (cutelos) e consequentes soldaduras. Por outro lado, o uso de ligações articuladas, traduz-se num sobredimensionamento das vigas e em alguns casos, como no caso dos pórticos sem contraventamento, também se traduz num sobredimensionamento dos pilares. A consideração do comportamento real da ligação, permite reduzir os custos da estrutura e sobretudo permite que os projectistas possam criar modelos de cálculo que mais se assemelhem mais à realidade.

A consideração de ligações semi-rígidas nos modelos de cálculo é um desafio ao qual o Eurocódigo 3 parte 1.8 já tenta responder, preenchendo assim uma lacuna existente nos regulamentos nacionais e internacionais. A versão existente desta futura norma, já permite ao projectista enveredar pela consideração do comportamento da ligação, calculado pelo método das componentes.

O método das componentes é actualmente o único método que permite prever de forma satisfatória o comportamento da ligação com base nas propriedades geométricas e materiais dos diversos componentes da ligação, por ex.: parafusos, soldaduras, chapas de topo, cantoneiras, rigidificadores, etc.. Sumariamente, o método das componentes isola e estuda cada componente da ligação traduzindo o seu comportamento sob a forma de uma mola com uma determinada lei força-deformação. Posteriormente estas molas são associadas em série e/ou paralelo (Figura 1.3) podendo-se assim obter o diagrama momento-rotação de uma dada ligação.

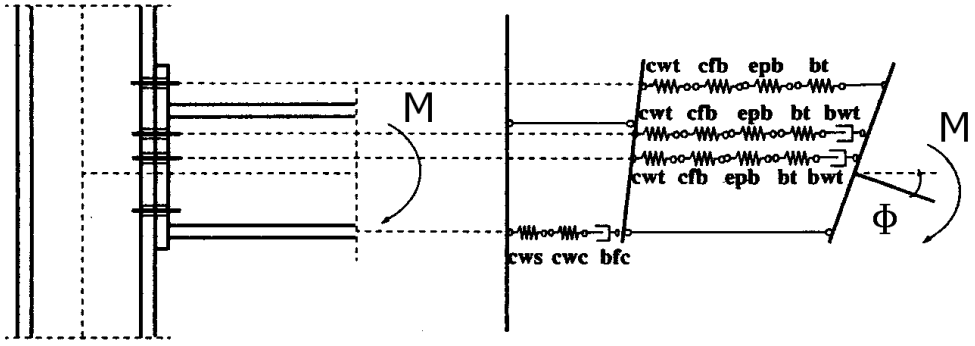


Figura 1.3 – Ligação viga-pilar com chapa de topo estendida e correspondente modelo - método das componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

A utilização de ligações semi-rígidas no processo de cálculo, pressupõe a concepção da ligação antes do dimensionamento da estrutura, algo que é contrário à concepção corrente de estruturas metálicas, em que primeiro se dimensiona a estrutura e só depois se concebe a ligação, com base na suposição inicial de nós rígidos ou nós rotulados. Uma outra característica reside no facto de que o comportamento de alguns componentes das ligações dependam dos

esforços da estrutura e das tensões instaladas em alguns componentes, o que nos leva a pensar num processo iterativo entre a estrutura e as ligações, resultando em modelos mais complexos, não compatíveis com os modelos actuais de elementos finitos do tipo barra, ligados por nós. No entanto, esta limitação pode ser contornada através da introdução de um parâmetro β, o qual já é proposto na nova legislação europeia de estruturas de aço, adaptando-se a legislação aos programas de cálculos comercializados por todo o mundo, sacrificando alguma precisão nos resultados obtidos.

A ligação semi-rígida, como já referido, é delimitada pelo comportamento rígido e pelo comportamento de rótula. O diagrama momento-rotação é caracterizado, de uma forma simplificada, por uma tramo inicial linear, por um tramo final em patamar (não consideração do endurecimento do material) e por uma curva de transição entre o tramo inicial e o patamar, como definido na parte 1.8 do Eurocódigo 3. Isto implica que a rigidez das ligações viga-pilar decresça com o aumento do carregamento da estrutura, ou seja, numa fase podemos ter a estrutura com os nós possuindo a sua rigidez elástica e num carregamento mais avançado podem-se ter todos os nós sem rigidez uma vez que todas as ligações tenham ter atingido o seu patamar de cedência. Levanta-se a questão: qual a carga critica de uma estrutura em que as suas propriedades mudam em função do carregamento? A análise elástica, utilizando apenas a rigidez inicial das ligações é contemplada na nova regulamentação, mas certamente não responde à questão, pelo que são precisos modelos mais avançados para traçar o comportamento da estrutura, assegurando assim a segurança adequada ao colapso da mesma (Estado Limite Último) ou mesmo à verificação dos Estados Limites de Serviço.

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O principal objectivo da dissertação foca-se no estudo da sensibilidade de pórticos metálicos de duas dimensões, sujeitos a carregamentos verticais e horizontais estáticos, com vários tipos de ligações semi-rígidas, através de análises não lineares materiais e não lineares geométricas. Após a análise destes resultados é proposto um tipo de análise, que com bastante menos exigência computacional e consecutivamente menor tempo de cálculo, consegue traçar comportamentos muito próximos do real. Pretende-se também provar que o uso de ligações semi-rígidas pode conduzir à concepção de estruturas mais económicas.

Como objectivos secundários salienta-se o estudo de sensibilidade dos vários tipos de ligações semi-rígidas a variações de alguns componentes da ligação, como sejam por exemplo a utilização de vários tipos de reforços no pilar. O estudo da sensibilidade do comportamento da ligação e do comportamento do pórtico, quando são variadas as características da ligação que dependem do carregamento da estrutura, nomeadamente o parâmetro β, que é um parâmetro fundamental na análise de ligações e consequentemente dos pórticos com ligações semi-rígidas.

Para atingir estes objectivos foi necessário:

- Identificar, compreender e aplicar os principais conceitos teóricos nos quais são enquadradas as ligações semi-rígidas;
- Através de um programa de cálculo comercial – Robot Millennium, aplicar os fundamentos teóricos e os conceitos regulamentares, fazendo análises estáticas elásticas, elásticas materiais de 2ª ordem linearizadas, elásticas materiais não lineares geométricas e não lineares materiais e geométricas; em que inclusão dos efeitos da não linearidade das ligações semi-rígidas foi tido em consideração;
- Calibração do programa;
- Escolha de pórticos distintos de forma a salientar determinadas características e, escolha de tipos de ligações semi-rígidas utilizados correntemente;
- Traçar curvas momento-rotação das ligações e traçar curvas força-deslocamento dos pórticos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos. O capítulo 1 pretende introduzir as ligações semi-rígidas e as consequências que estas podem ter na análise global de pórticos.

O capítulo 2 pretende resumir o estado da arte de ligações semi-rígidas. Inicia-se o capítulo pelas leis matemáticas de representação das curvas momento-rotação de ligações viga-pilar, seguidamente passa-se para as várias formas que existem de prever/calcular os parâmetros de que uma ligação depende, tais como a rigidez inicial e o momento flector resistente e por último passa-se em revista o Eurocódigo 3 parte 1.8, na secção respeitante às ligações semi-rígidas.

No capítulo 3 é iniciado o estudo paramétrico de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas sujeitos a carregamentos estáticos. Nesta fase são apresentados os dois pórticos (geometria, secções e carregamento) e definem-se as ligações a ser estudadas. É nesta fase que se fizeram variar alguns parâmetros das ligações, sendo os resultados comparados entre si. Posteriormente retiraram-se algumas conclusões acerca da pormenorização adequada das ligações, consoante o tipo de pórtico. Para a obtenção das características da ligação foi utilizado o programa JMRC (*joint moment rotation curve*) dos investigadores Ciro Faella, Vincenzo Piluso e Gianvittorio Rizzano.

No capítulo 4 introduz-se o programa de cálculo comercial utilizado para as análises globais dos pórticos metálicos com ligações semi-rígidas – Robot Millennium V.19. São descritos os parâmetros de convergência do método não linear de análise de pórticos – método de Newton-Raphson. São também realçadas as diferenças entre análises lineares, análises de 2ª ordem linearizadas, análises não lineares geométricas e análises com espalhamento da plasticidade (viga de Timoshenko). Procede-se à calibração do programa de cálculo e por último são referidas as condições em que foram corridas as análises dos pórticos metálicos do estudo paramétrico.

No capítulo 5 são mostrados os resultados do estudo paramétrico de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas sujeitos a um carregamento estático através de uma análise não linear geométrica e não linear material. A partir destes resultados foi investigada a possibilidade de, através de uma análise mais simples, obter resultados próximos das análises mais complexas.

No capítulo 6 retiram-se conclusões acerca de todo o estudo desenvolvido. Seguidamente são apontados caminhos para novas investigações na área e por último são mostradas as referências bibliográficas que serviram de base à elaboração da presente dissertação.

2 LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

2.1 INTRODUÇÃO

O recurso frequente a modelos simples para as ligações viga-pilar de pórticos metálicos, permite simplificar o cálculo, em prejuízo da exactidão dos resultados. Hoje em dia, com o avanço do conhecimento do comportamento das ligações e com a evolução dos computadores, a inclusão do comportamento semi-rígido nos modelos de cálculo de pórticos metálicos está em constante desenvolvimento, graças ao tempo que muitos investigadores têm dispendido nesta área. Estes contributos têm sido deveras importantes, visto que a nova regulamentação europeia já prevê o uso de modelos semi-rígidos para as ligações, dando instruções muito concretas para a sua modelação e cálculo.

Como já referido anteriormente, o conceito tradicional de nó rígido implica que o ângulo entre a viga e o pilar se mantenha sempre, havendo a transmissão de momentos flectores. O conceito tradicional de rótula implica a rotação livre da viga nas suas extremidades sendo nulo o momento flector. Contudo, é sabido que as ligações nunca são totalmente rígidas nem totalmente articuladas surgindo o conceito de ligações semi-rígidas. De referir que o comportamento de uma viga é essencialmente condicionado pela lei momento-rotação, lei fundamental para o conhecimento do comportamento das ligações.

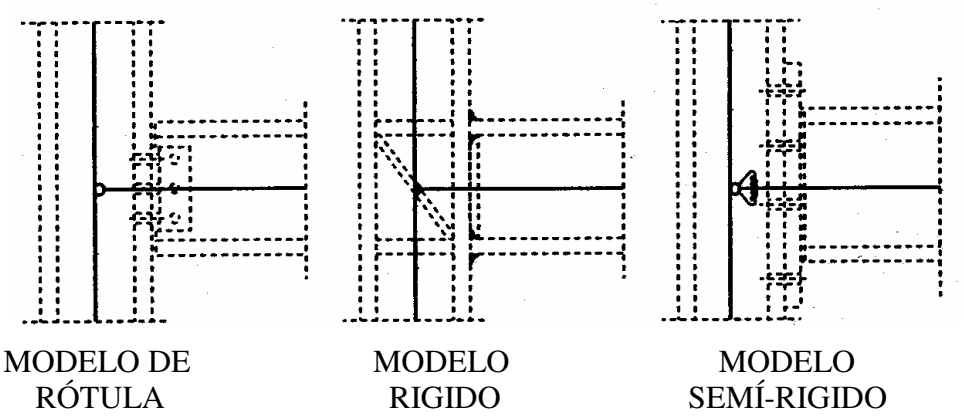


Figura 2.1 – Modelação de ligações na análise de estruturas (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Na prática existem dois conceitos que se utilizam regularmente e que são muitas vezes confundidos. O termo zona de ligação e ligação, que em literatura inglesa se designam

respectivamente por *connection* e por *joint*, são distintos e convém realçar as diferenças. Na seguinte figura são ilustrados os macros componentes de uma ligação.

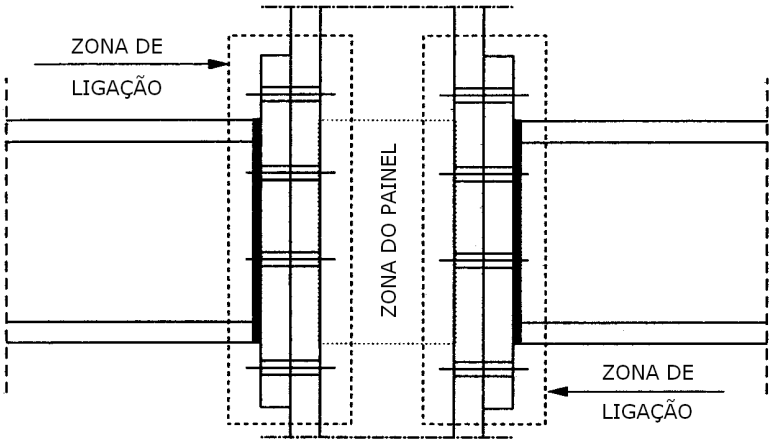


Figura 2.2 – Esquema de uma ligação com identificação dos seus macros componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

A zona de ligação localiza-se na zona envolvente dos ligadores (na figura a ponteado grosso) e a zona do painel (na figura a tracejado fino) é usualmente formada pelo painel da alma do pilar. A ligação é o conjunto formado pela zona de ligação e pela zona do painel (C.Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000).

Muitos autores têm-se dedicado quer ao estudo da zona de ligação, quer ao estudo da ligação. Os modelos de pórticos metálicos com inclusão de **modelos simples da ligação**, ou seja, englobando o comportamento conjunto da zona da ligação e da zona do painel**,** são, hoje em dia, os mais utilizados porque é fácil a adaptação dos programas de cálculo correntes à inclusão dos modelos de comportamento de ligação nas extremidades das vigas.

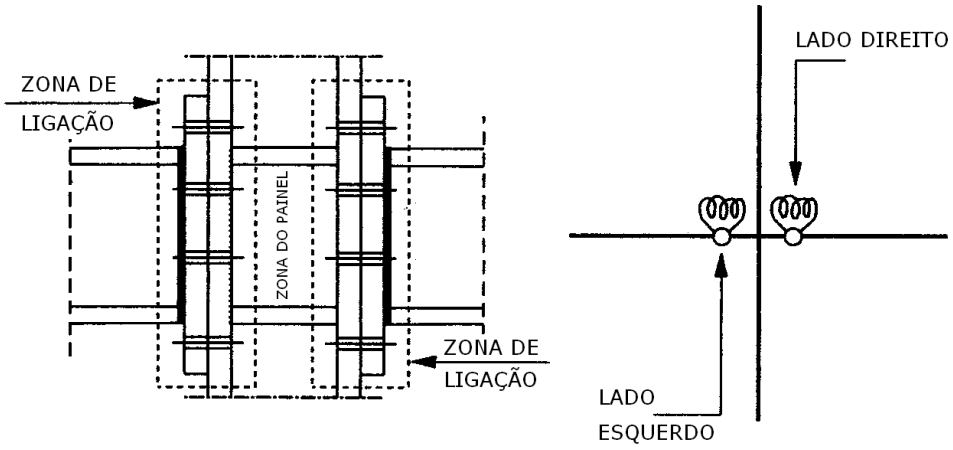


Figura 2.3 – Modelo da ligação em que as molas incluem o comportamento da zona de ligação e do painel de alma (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Contudo, a inclusão de modelos ligação mais sofisticados, com separação zona de ligação e da zona do painel**,** em modelos de estruturas, tem levado ao desenvolvimento de novos modelos, tornando a análise mais exacta mas inviabilizando a utilização dos programas de cálculo correntes.

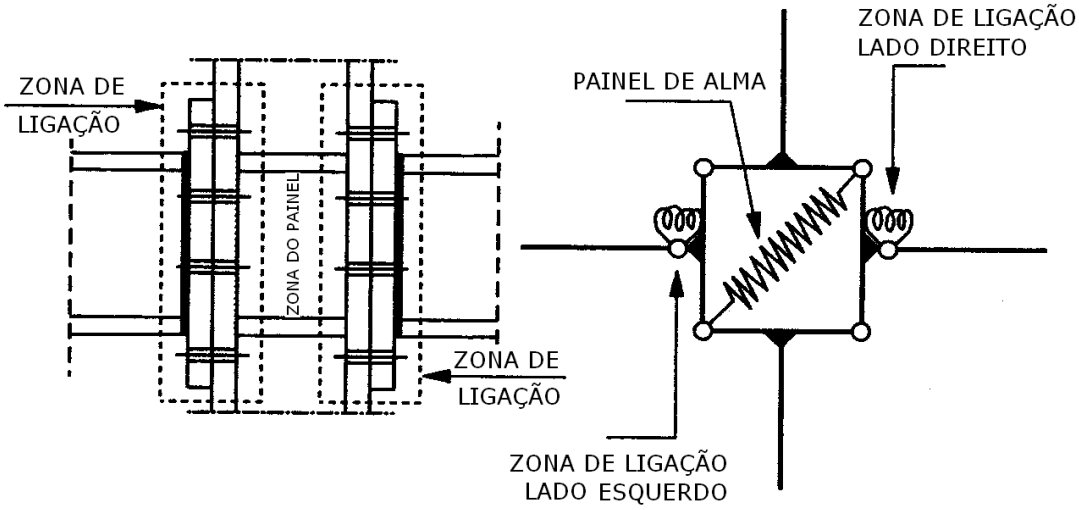


Figura 2.4 – Modelo da ligação em que o comportamento das zonas de ligação e do painel de alma é separado (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Na presente **dissertação** serão apenas abordados os **modelos simples de ligação**, visto serem estes que correspondem à realidade actual e que serão implementados na nova regulamentação europeia, sendo possível obter uma precisão próxima dos modelos mais complexos.

A precisão de resultados da análise de pórticos é muito dependente das curvas momento rotação das ligações (curvas $M - \Phi$). Vários autores têm proposto curvas de aproximação, com diferentes níveis de sofisticação, que dependem do comportamento assumido para os elementos mola de cada componente, que podem ser lineares, bilineares, multilineares ou curvilíneas.

Métodos avançados de análise estrutural têm de ser baseados em curvas de comportamento das ligações $M - \Phi$ próximas do comportamento real, que apenas podem assumir formas multilineares ou curvilíneas. Por outro lado o uso de modelos simples lineares ou bilineares é limitado a análises estruturais simples. Reconhece-se uma interacção forte entre a modelação das ligações, o método de análise global da estrutura e a classificação das ligações, pelo que estes três componentes andam sempre relacionados quando se fala de análise de pórticos com ligações semi-rígidas (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

2.2 MÉTODOS DE MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ROTACIONAL

A sofisticação da modelação de uma ligação viga-pilar é dependente do tipo de análise global escolhido para a estrutura.

Os resultados experimentais obtidos em laboratório são o método mais exacto de poder prever o comportamento de uma dada ligação. É claro que é uma prática dispendiosa e morosa, que não pode ser utilizada para o dimensionamento corrente de estruturas metálicas, ficando apenas reservada para estudos de investigação. Contudo, muitos ensaios têm sido feitos por todo o mundo e os resultados têm sido compilados em bases de dados informatizadas. Os ensaios estão todos identificados e descritos, podendo-se consultar as propriedades geométricas e materiais das vigas, pilares e ligações ensaiadas. As curvas $M - \Phi$, resultado do ensaio de carga, estão igualmente disponíveis nas bases de dados.

Basicamente existem quatro bases de dados disponíveis. A primeira base de dados desenvolvida foi a base de dados de Goverdhan (1983), onde foram ensaiados diversos tipos de ligações viga-pilar. A primeira base de dados Europeia foi desenvolvida por Nethercot (1985a, 1985b), onde se começaram a ensaiar *T-stub's*. O trabalho de Goverdhan foi continuado por Kishi e Chen (1986). Foram então compilados e informatizados numa base de dados chamada SCDB (*Steel Connection Data Bank*) os trabalhos realizados em laboratório desde 1936. Neste programa de computador estão acessíveis os dados experimentais, bem como as formulações e as relações matemáticas para o comportamento $M - \Phi$ das diversas ligações ensaiadas. Finalmente, uma base de dados foi recentemente desenvolvida na Europa por Arbed Recherches e pela universidade Aachen, chamada base de dados SERICON. Inclui apenas os resultados experimentais Europeus realizados pelos diferentes países membros.

Estas bases de dados servem maioritariamente para validar modelos de previsão do comportamento $M - \Phi$ das ligações viga-pilar, tendo um papel fundamental nos estudos de investigação. Muito dificilmente, quando se elabora um projecto, se encontram nestas bases de dados o comportamento de um dado tipo de ligação. Também o comportamento de uma dada ligação inserida num pórtico pode apresentar diferenças substanciais em relação à mesma ligação ensaiada em laboratório. Estas diferenças prendem-se maioritariamente com a interacção das forças internas que é substancialmente diferente nos ensaios de laboratório e nos pórticos reais de edifícios. Embora os ensaios experimentais sejam a melhor maneira de prever o comportamento de uma ligação, estes não devem ser vistos como comportamentos reais de ligações dentro de pórticos.

Dadas estas dificuldades desenvolveram-se métodos de previsão do comportamento de ligações metálicas, que podem ser divididos em cinco diferentes categorias (Faella, Piluso, Rizzano, 2000):

- Modelos empíricos;
- Modelos analíticos;
- Modelos mecânicos;
- Modelos de elementos finitos;
- Ensaios experimentais.

Estes métodos exigem sempre uma lei matemática que represente a variação do momento em função da rotação, para que possa ser introduzida num modelo de cálculo de análise de estruturas. Os tipos de leis matemáticas para a representação da lei $M - \Phi$ podem ser divididos em dois grupos:

- Formulações baseadas na rigidez inicial, resistência e factor de forma;
- Aproximação a dados experimentais por análises de regressão.

2.3 REPRESENTAÇÃO MATEMÁTICA DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

2.3.1 Generalidades

A representação matemática das curvas momento-rotação pode ser elaborada através de muitos tipos de formulações. O nível de refinamento da formulação matemática para a curva $M - \Phi$ tem de ser escolhido tendo em conta as capacidades do programa de cálculo a utilizar para a análise de pórticos com ligações semi-rígidas. A modelação mais utilizada é a bilinear, mas a formulação também deve ser escolhida tendo em consideração o efeito que irá provocar na análise de um determinado pórtico. É sabido que quanto mais extenso e redundante é o pórtico menor precisão é necessária na formulação da previsão do comportamento das ligações. No entanto, embora o comportamento global de um pórtico extenso e redundante seja menos sensível à precisão da formulação da ligação, os efeitos locais serão sempre significativamente afectados pela precisão da formulação escolhida.

A Figura 2.5 mostra alguns tipos de formulação matemática utilizados para representar o comportamento momento-rotação das ligações viga-pilar.

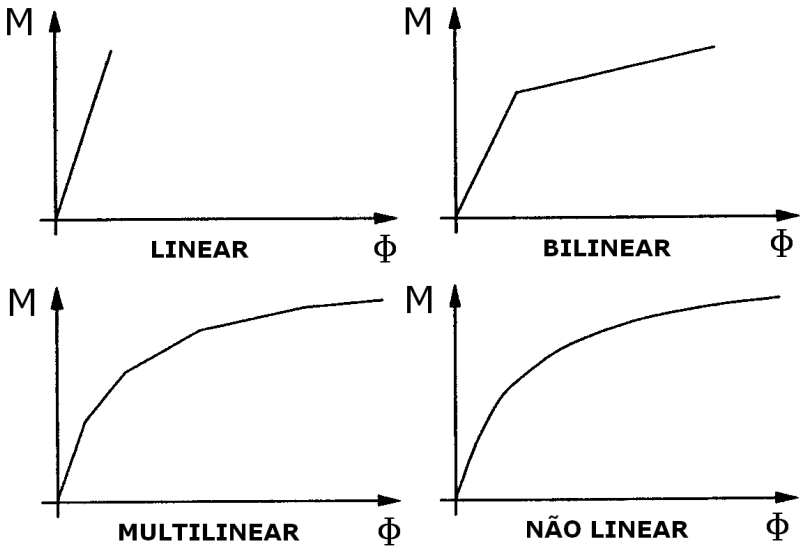


Figura 2.5 – Diferentes representações matemáticas para a curva momento-rotação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

A representação mais simples, mas também a menos precisa sobretudo para os Estados Limites Últimos, é a formulação linear. Um grande aumento de precisão é obtido quando é utilizada a lei bilinear. Apesar desta última não representar adequadamente a mudança de rigidez entre os dois tramos, esta formulação tem sido muito utilizada nos programas de análise de estruturas que incluem comportamentos semi-rígidos das ligações viga-pilar. Para ultrapassar a dificuldade da representação da transição da rigidez elástica para a rigidez nula surgiram os modelos trilineares e multilineares. Finalmente, uma análise rigorosa necessita uma formulação não linear para a representação do comportamento das ligações.

2.3.2 Formulações baseadas em rigidez, resistência e factor de forma

2.3.2.1 Formulações baseadas em leis lineares

É evidente que a representação linear da curva momento-rotação se engloba neste primeiro grupo, porque apenas requer um único parâmetro de clara interpretação física, a rigidez inicial da ligação – $S_{j,ini}$.

A representação bilinear também pertence a este grupo, visto que necessita apenas de três parâmetros, que igualmente têm uma clara interpretação física: a rigidez inicial – $S_{j,ini}$, o momento último da ligação – $M_{j,p}$ e a rigidez plástica ou de endurecimento – $S_{j,p}$.

A representação trilinear da curva momento rotação requer cinco parâmetros. Apesar do número elevado de parâmetros envolvidos, eles ainda têm um claro significado físico:

- A rigidez inicial – $S_{j,ini}$;
- O momento segundo o qual ocorre a primeira plastificação – $M_{j,y}$;
- A rigidez pós elástica – $S_{j,y}$;
- O momento de plastificação da ligação – $M_{j,p}$;
- A rigidez plástica ou de endurecimento – $S_{j,p}$.

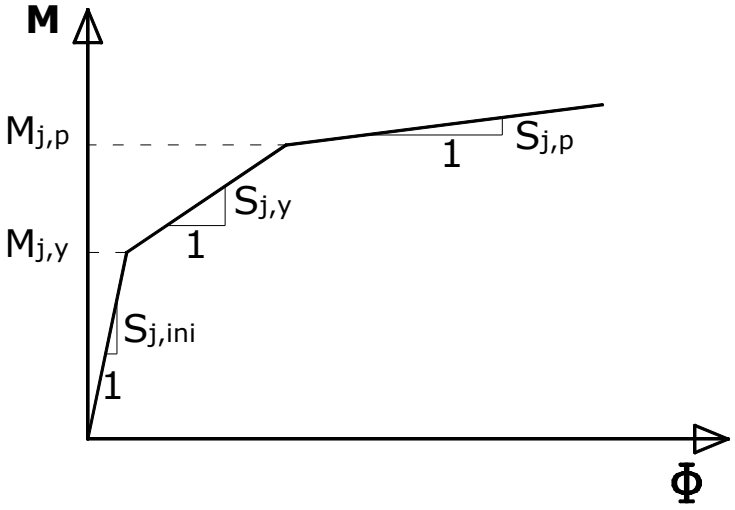


Figura 2.6 – Formulação matemática trilinear e identificação dos cinco parâmetros.

A normativa Europeia, Eurocódigo nº3 parte 1.8, adopta uma formulação semelhante à lei trilinear em que $S_{j,p} = 0$. Outras diferenças encontram-se na determinação de $M_{j,y}$ e na utilização de uma curva de transição entre $M_{j,y}$ e $M_{j,p}$ que varia consoante a tipologia da ligação. Ao ser usada esta curva de transição a formulação já pertence ao grupo das formulações não lineares. No subcapítulo 2.6.2 será apresentada a curva regulamentar com detalhe.

Prakit Premthamkorn e Prakit Comchuen propõem a utilização de uma lei multilinear para a representação da relação momento-rotação, que assume a seguinte forma:

$$\phi = \sum_{i=1}^{j} \frac{\left[M_i - M_{i-1}\right]}{S_{j,ini}\left[1 - \left(\frac{M_i}{M_{j,p}}\right)^n\right]} \tag{2.1}$$

em que $S_{j,ini}$ representa a rigidez inicial da ligação, $M_{j,p}$ é o momento de plastificação da ligação, n é um factor de forma e i é o tramo linear em consideração. Quanto maior for o factor de forma mais "aguçada" é representação da relação momento-rotação (Figura 2.7).

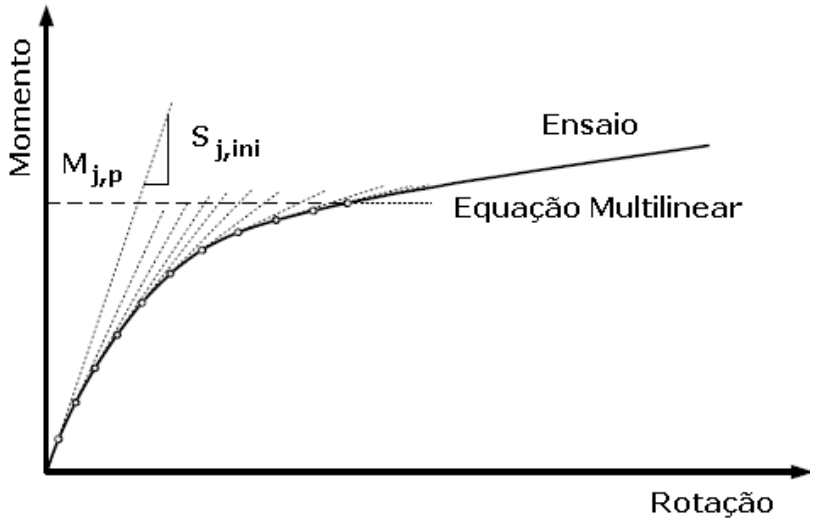


Figura 2.7 – Representação da formulação multilinear – conceito (Prakit Premthamkorn).

Os autores, recorrendo a bases de dados experimentais, obtiveram relações que permitem estimar o factor de forma consoante o tipo de ligação. Assumem que o factor de forma *n* é proporcional ao rácio do momento plástico pela rigidez inicial da ligação $\left(\frac{M_{j,p}}{S_{j,ini}}\right)$ e analisando os dados experimentais chegaram a uma regressão que melhor representasse a relação $n-\frac{M_{j,p}}{S_{j,ini}}$. Descobriram que a equação inversa, equação (2.2), é a melhor aproximação.

$$n = a + \frac{b \cdot S_{j,ini}}{M_{j,p}} \tag{2.2}$$

A determinação dos parâmetros *a* e *b* foi feita tendo em consideração algumas tipologias de ligações. Assim sendo, o factor de forma para ligações aparafusados com cantoneiras é dado pela seguinte expressão:

$$n = 1.2575 + \frac{0.0014 \cdot S_{j,ini}}{M_{j,p}} \tag{2.3}$$

Para ligações aparafusados com chapa de topo, o factor de forma é dado por:

$$n = 1.7472 + \frac{0.0012 \cdot S_{j,ini}}{M_{j,p}} \tag{2.4}$$

Finalmente, para ligações soldadas, o factor de forma é dado por:

$$n = 1.2923 + \frac{0.0039 \cdot S_{j,ini}}{M_{j,p}} \tag{2.5}$$

2.3.2.2 Formulações baseadas numa lei de potências

Uma representação simples da curva momento-rotação, do tipo não linear, é obtida pela relação de Ramberg-Osgood (1943):

$$\phi = \frac{M}{S_{j,ini}} + \left(\frac{M}{S_j}\right)^n \tag{2.6}$$

que depende de três parâmetros $S_{j,ini}$, S_j e n. O parâmetro $S_{j,ini}$ representa a rigidez inicial da ligação enquanto que o parâmetro n é um factor de forma. O parâmetro S_j é usualmente expresso por um valor de referência do momento flector M_0, que provoca, após descarga, uma rotação permanente Φ_0 (Figura 2.8). Assim sendo, chegamos à seguinte relação:

$$\phi_0 S_j^n = M_0^n \tag{2.7}$$

e a equação (2.6) pode ser escrita na forma adimensional:

$$\frac{\phi}{\phi_0} = \frac{M}{M_0}\left[\left(1+\frac{M}{M_0}\right)^{n-1}\right] \tag{2.8}$$

onde $M_0 = S_{j,ini}\Phi_0$.

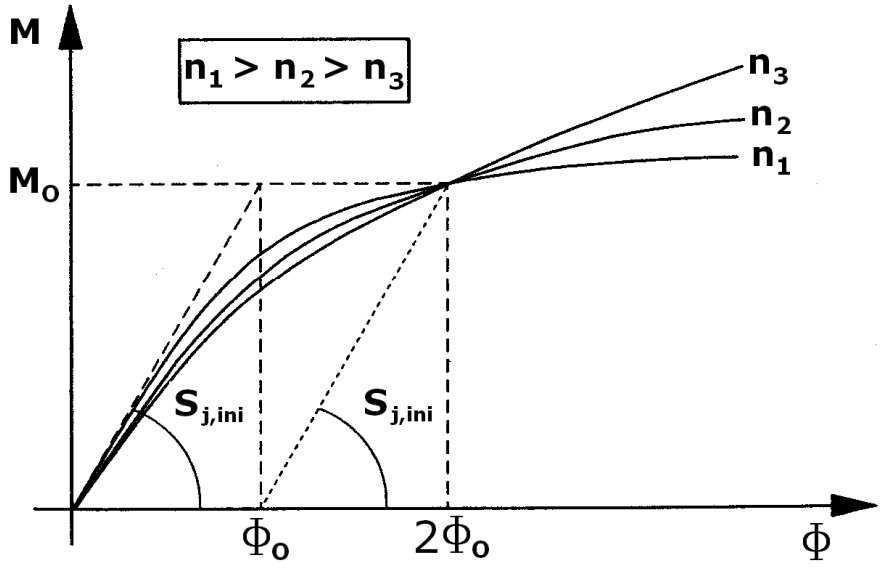


Figura 2.8 – Representação da formulação matemática de Ramberg-Osgood.

A Figura 2.8 mostra que a curva fica menos "aguçada" à medida que o factor de forma n aumenta. Um comportamento bilinear elástico perfeitamente plástico é obtido quando n tender para $+\infty$. Neste caso, $n \rightarrow +\infty$, o valor de referência do momento flector M_0 pode ser interpretado como o momento plástico resistente da ligação $M_{j,p}$.

O uso da relação matemática de Ramberg-Osgood para a representação da curva $M - \Phi$ foi sugerido e aplicado pela primeira vez por Ang e Morris em 1984.

A seguinte expressão, desenvolvida por Abbott e Richard (1975), traduz uma formulação não linear baseada em quatro parâmetros, normalmente designada pela formulação de potências de quatro parâmetros (*four parameter power model)*:

$$M = \frac{(S_{j,ini} - S_{j,p})\phi}{\left(1 + \left|\frac{S_{j,ini} - S_{j,p})\phi}{M_0}\right|^n\right)^{1/n}} + S_{j,p}\phi \tag{2.9}$$

onde se identifica um momento flector de referência M_0, dois valores da rigidez flexional (inicial $S_{j,ini}$ e plástica $S_{j,p}$) e um factor de forma n.

Attiogbe e Morris (1991) conseguiram encontrar critérios para a melhor representação da curva momento-rotação, definindo os quatro parâmetros da equação (2.9). Esta equação pode ser escrita na forma adimensional através da seguinte expressão:

$$\frac{M}{M_0} = \frac{(1 - \overline{S}_{j,p})\frac{\phi}{\phi_0}}{\left(1 + \left|1 - \overline{S}_{j,p})\frac{\phi}{\phi_0}\right|^n\right)^{1/n}} + \overline{S}_{j,p}\frac{\phi}{\phi_0} \tag{2.10}$$

onde:

$$\overline{S}_{j,p} = \frac{S_{j,p}}{S_{j,ini}} \tag{2.11}$$

é a rigidez plástica de endurecimento ou amaciamento expressa como uma fracção da rigidez rotacional inicial. A equação (2.10) está representada graficamente na Figura 2.9, onde é possível ver que a curva momento-rotação fica mais aguçada à medida que aumenta o factor de forma n. A vantagem da formulação da equação (2.9) reside na possibilidade de introdução de valores positivos, nulos ou negativos no valor de $\overline{S}_{j,p}$ que não é possível na formulação de Ramberg-Osgood (só valores positivos de $\overline{S}_{j,p}$). Através da equação (2.9) é possível representar curvas momento rotação que tenham um tramo final de amaciamento (Figura 2.10). Este pode ser o caso, por exemplo, de ligações que falhem por encurvadura local da zona comprimida do painel da alma. Neste caso, o tramo de amaciamento da curva momento-rotação é semelhante ao comportamento pós encurvadura da alma do pilar. Outra vantagem desta formulação reside no facto de a relação $M - \Phi$ ser explícita, usando apenas quatro parâmetros. Para além disso é fácil

a obter a rotação ou a rigidez tangente em qualquer ponto da lei $M - \Phi$, como se demonstra nas seguintes equações:

$$S_j = \frac{dM}{d\phi} = \frac{S_{j,ini} - S_{j,p}}{\left(1 + (\phi/\phi_0)^n\right)^{\frac{n+1}{n}}} + S_{j,p} \tag{2.12}$$

$$\phi = \left\{ \left(\frac{S_{j,ini} - S_{j,p}}{S_j - S_{j,p}} \right)^{\frac{n}{n+1}} - 1 \right\}^{\frac{1}{n}} \phi_0 \tag{2.13}$$

em que $\phi_0 = M_0 \big/ \left(S_{j,ini} - S_{j,p}\right)$.

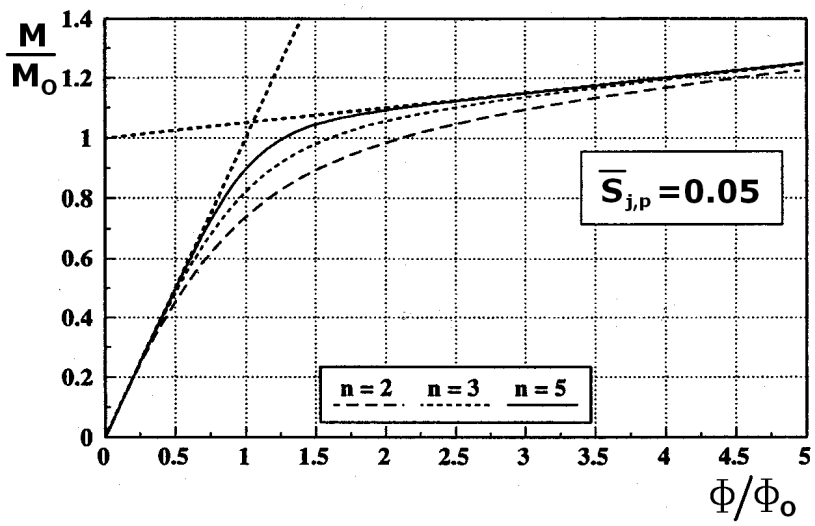


Figura 2.9 – Representação do modelo de potências para a curvas momento-rotação de ligações (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

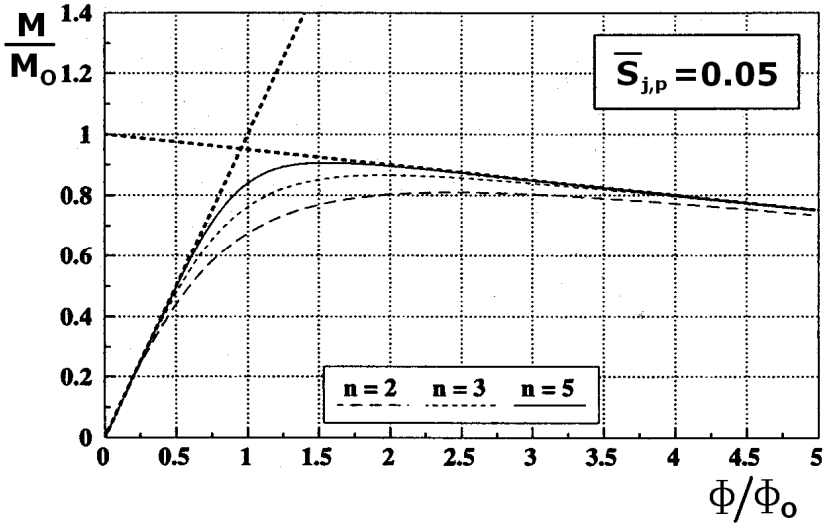


Figura 2.10 – Representação do modelo de potências com um tramo final de amaciamento (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Se no modelo de potências de quatro parâmetros o endurecimento for nulo ($S_{j,p} = 0$), a formulação é simplificada, o momento de referência M_0 pode ser tomado como o momento de plastificação da ligação $M_{j,p}$, e, esta nova formulação é designada por modelo de potências de três parâmetros (*three paramater power model – Chen e Kishi - 1987 e Kishi et al. - 1987a,b*):

$$M = \frac{S_{j,ini}\phi}{\left\{1+\left(\frac{S_{j,ini}\phi}{M_{j,p}}\right)^{n}\right\}^{1/n}} \tag{2.14}$$

Esta formulação é uma boa ferramenta para projectistas, para uma análise de pórticos rápida e com elevado grau de precisão. Depende apenas de três parâmetros, dois dos quais podem ser calculados através do método das componentes e o terceiro parâmetro, o factor de forma n, deverá ser obtido através de ensaios experimentais para as diferentes tipologias de ligação. É uma formulação explícita, e, a rigidez da ligação bem como a rotação podem ser obtidos directamente, através das seguintes equações:

$$S_j = \frac{dM}{d\phi}\frac{S_{j,ini}}{\left\{1+\left(\frac{S_{j,ini}\phi}{M_{j,p}}\right)^{n}\right\}^{n+1/n}} \tag{2.15}$$

$$\phi = \frac{M}{S_{j,ini}\left\{1-\left(\frac{M}{M_u}\right)^{n}\right\}^{1/n}} \tag{2.16}$$

Outra representação matemática na forma de potências é proposta por Pilvin (1983), que assume a seguinte relação adimensional:

$$\frac{\phi}{\phi_0} = \frac{M}{M_0}\left[1+\frac{1}{2^n-1}\frac{M/M_0}{1-M/M_0}\right] \tag{2.17}$$

onde, tal como nas relações anteriores, $M_0 = S_{j,ini}\Phi_0$ e n é um factor de forma cuja influência está representada na Figura 2.11.

Uma relação muito semelhante à anterior foi proposta por Colson (1991):

$$\frac{\phi}{\phi_0} = \frac{M}{M_0}\left[1+\frac{1}{1-(M/M_0)^n}\right] \tag{2.18}$$

onde os parâmetros intervenientes na expressão têm o mesmo significado e cuja representação pode ser apreciada na Figura 2.12.

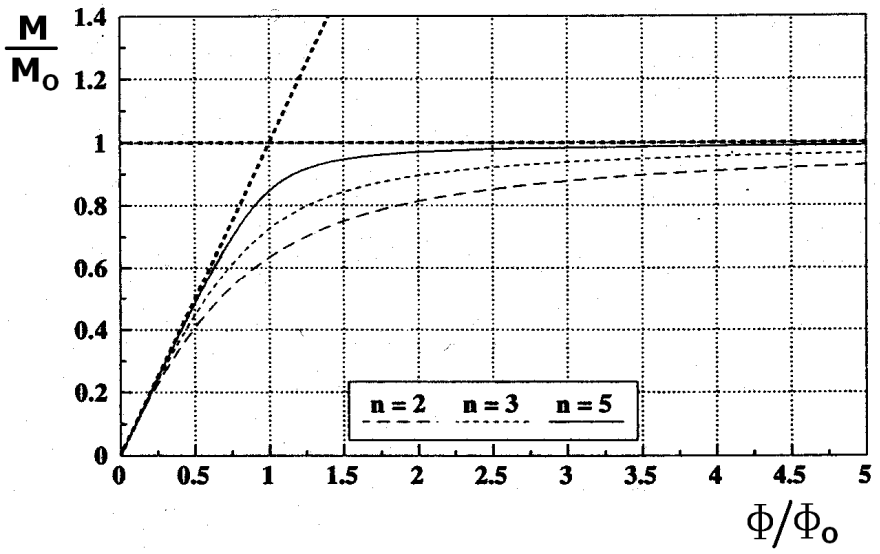


Figura 2.11 – Representação da formulação de potências de Pilvin (1983).

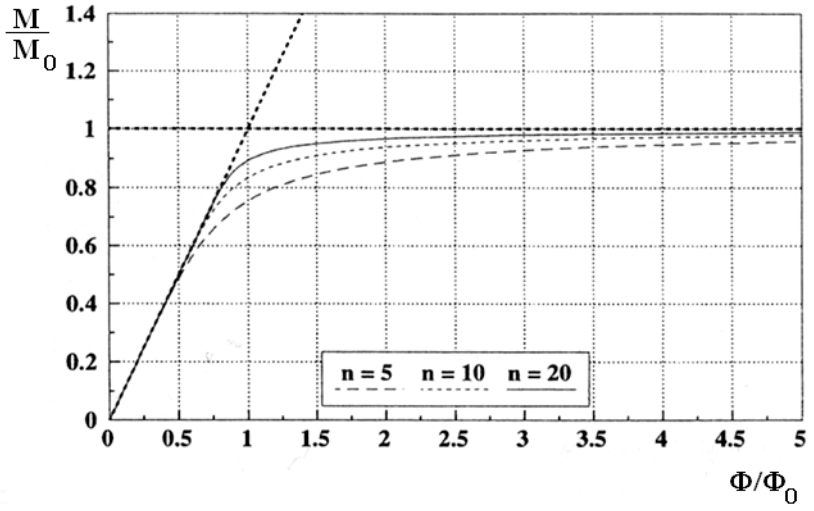


Figura 2.12 – Representação da formulação de potências de Colson (1991).

2.3.2.3 Formulações baseadas numa lei exponencial

Yee e Melchers (1986) desenvolveram uma formulação exponencial que apenas requer parâmetros directamente ligados ao comportamento mecânico da ligação e um factor de forma:

$$M = M_0\left[1-\exp\left(\frac{-\phi\left(S_{j,ini}-S_{j,p}+n\phi\right)}{M_0}\right)\right]+S_{j,p}\phi \qquad (2.19)$$

onde n é um factor de forma e M_0 é um parâmetro relacionado com a resistência plástica à flexão da ligação. A formulação exponencial da curva momento-rotação é caracterizada pelas seguintes propriedades:

- a inclinação da curva na origem é igual à rigidez elástica da ligação → $dM/d\Phi = S_{j,ini}$ para $\Phi = 0$;
- para valores altos da rotação Φ, a curva aproxima-se da recta definida por $M=M_0+S_{j,p}\Phi$, em que o parâmetro $S_{j,p}$ representa a rigidez plástica (endurecimento ou amaciamento) e M_0 representa o momento plástico da ligação.

A principal desvantagem da formulação exponencial na sua forma original, equação (2.19), prende-se com o facto de o factor de forma n ser dimensional. De facto, para desenvolver a equação (2.19) para uma forma mais convencional, é necessário introduzir o seguinte parâmetro adimensional:

$$n' = n\frac{\phi_0}{S_{j,ini}} = n\frac{\phi_0^2}{M_0} \tag{2.20}$$

Com a introdução do novo parâmetro adimensional, a formulação exponencial adimensional assume a seguinte forma:

$$\frac{M}{M_0} = 1 - \exp\left[-\frac{\phi}{\phi_0}\left(1-\overline{S}_{j,p}+n'\frac{\phi}{\phi_0}\right)\right] + \overline{S}_{j,p}\frac{\phi}{\phi_0} \tag{2.21}$$

Esta equação encontra-se representada na Figura 2.13 e na Figura 2.14 para valores positivos e negativos de $\overline{S}_{j,p}$, respectivamente. De salientar que a curva pode intersectar a linha recta correspondente a $M=S_{j,ini}\Phi$.

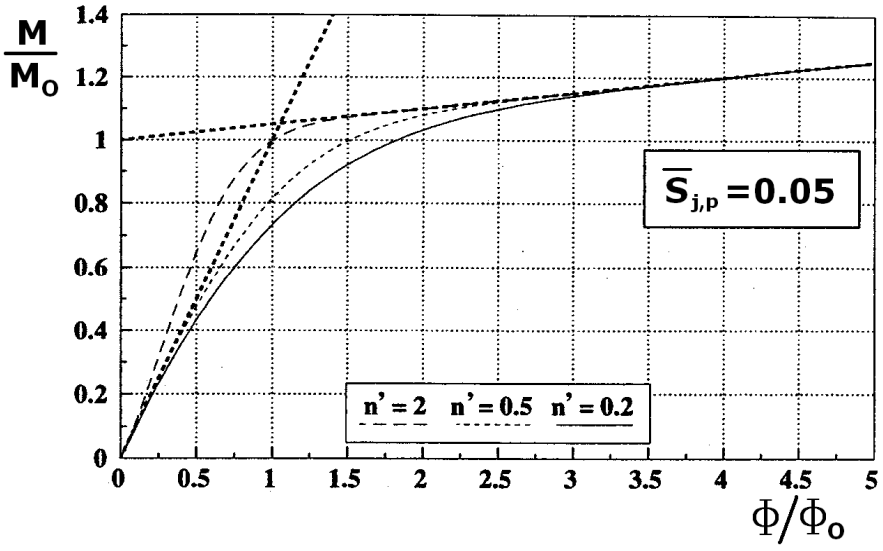


Figura 2.13 – Representação do modelo exponencial para a curvas momento-rotação de ligações (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

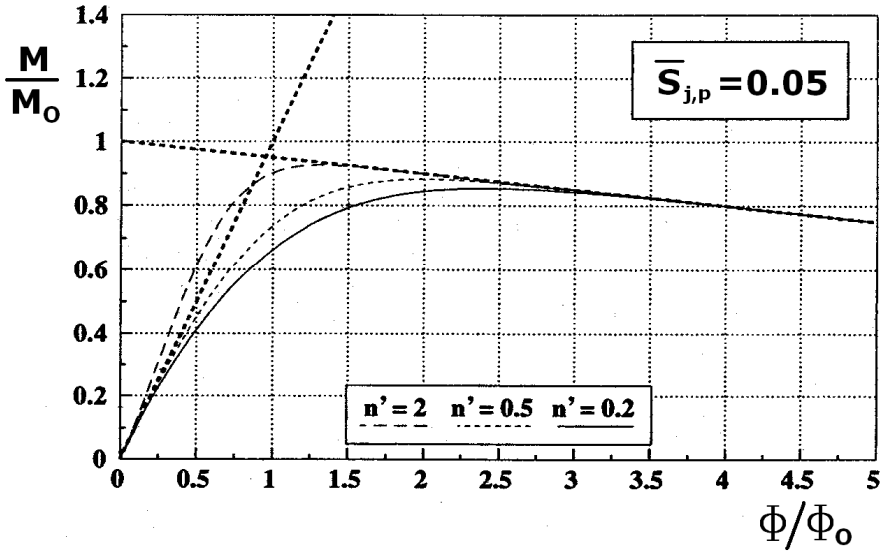


Figura 2.14 – Representação do modelo exponencial com um tramo final de amaciamento (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

2.3.2.4 Formulações baseadas numa lei logarítmica

Finalmente ainda nas formulações baseadas em rigidez inicial, momento flector e factor de forma existe a formulação logarítmica usada por Wu e Chen (1990) para ligações com cantoneiras:

$$\frac{M}{M_0} = n \ln\left(1 + \frac{\phi}{n\phi_0}\right) \tag{2.22}$$

que se encontra representada na figura abaixo para diferentes valores do factor de forma *n*.

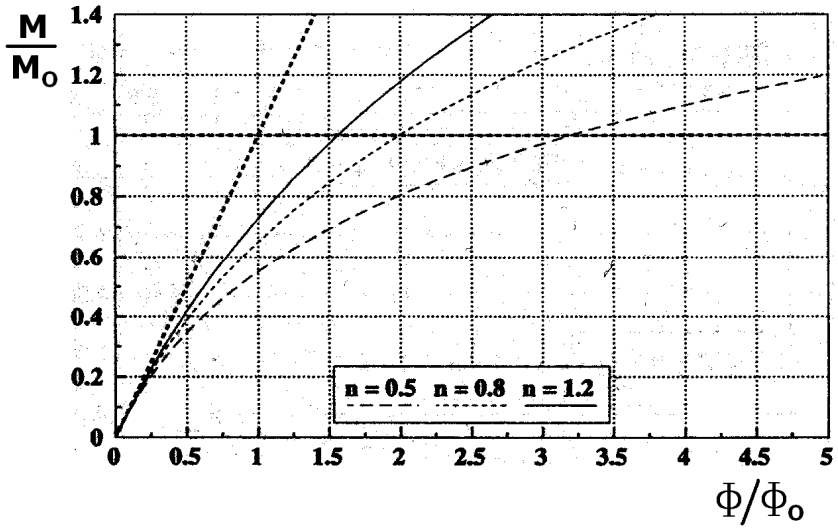


Figura 2.15 – Representação da formulação logarítmica para ligações de cantoneira, Wu e Chen (1990).

2.3.3 Formulações de aproximação a resultados experimentais

As formulações baseadas em resultados experimentais são uma alternativa às formulações baseadas em na rigidez, resistência e factor de forma. Com base em ensaios laboratoriais viga-pilar, podem ser obtidas curvas momento-rotação que depois são aproximadas pelos métodos que a seguir se descrevem.

O método mais simples de aproximação das curvas experimentais é o utilizado por Krishnamurty et al, (1979) para representação de curvas momento-rotação para ligações de chapa de topo obtidas num vasto estudo paramétrico baseado no método dos elementos finitos. Uma representação de potências foi utilizada de acordo com a seguinte relação:

$$\phi = CM^{\alpha} \tag{2.23}$$

onde C e α são parâmetros de regressão que estão relacionados com propriedades mecânicas e geométricas das ligações viga-pilar.

Uma melhor aproximação para representação da curva $M - \Phi$ pode ser obtida pela formulação polinomial em potências impares, através da seguinte expressão (Kennedy, 1969; Sommer, 1969; Frye e Morris, 1975):

$$\phi = C_1 M + C_2 M^3 + C_3 M^5 \tag{2.24}$$

onde C_1, C_2 e C_3 são constantes de ajuste à curva experimental que dependem das propriedades geométricas e mecânicas do tipo de ligação viga-pilar.

O aspecto mais negativo da equação acima é a possibilidade de em alguns casos a inclinação da curva $M - \Phi$ poder tomar valores negativos para alguns valores do momento flector (Radziminski e Azizinamini, 1988).

Uma abordagem diferente que resolve o problema da rigidez negativa da representação polinomial é dada pela formulação *cubic B spline* (Jones e tal., 1981). Esta formulação baseia-se na subdivisão da curva experimental $M - \Phi$ num número de intervalos.

Para aproximar cada intervalo de dados dando continuidade à primeira e segunda derivadas ao pontos extremos de dois intervalos sucessivos, uma curva *cubic B spline* é utilizada, levando à seguinte expressão:

$$\phi = \phi_i + \sum_{k=0}^{m} \left[b_k \left(< M - M_k > \right)^3 \right] \tag{2.25}$$

onde m é o número de pontos extremos entre cada intervalo de dados da curva $M - \Phi$ e:

$$\begin{aligned} &< M - M_k >= M - M_k \quad \text{para} \quad M > M_k \\ &< M - M_k >= 0 \quad \text{para} \quad M < M_k \end{aligned} \tag{2.26}$$

onde M_k é o momento de maior valor da k ésima parte da curva $M - \Phi$, enquanto que Φ_i representa a rotação inicial (normalmente $\Phi_i = 0$) e os coeficiente b_k são obtidos pela técnica de aproximação dos mínimos quadrados. Este processo de ajuste aos resultados experimentais permite uma representação precisa da curva momento-rotação, evitando possíveis rigidezes negativas, mas com a contrapartida de serem necessários muitos pontos experimentais para uma aproximação adequada.

Uma boa representação do comportamento não linear de uma ligação é obtida por uma formulação exponencial proposta por Lui e Chen (1986):

$$M = \sum_{k=1}^{m} \left\{ C_k \left[1 - \exp\left(\frac{-|\phi|}{2ka} \right) \right] \right\} + M_i + S_{j,p} |\phi| \tag{2.27}$$

onde M_i é o momento inicial, $S_{j,p}$ é a rigidez de endurecimento da ligação e C_k e a são parâmetros da modelação. Esta é uma representação multi-parâmetros que requer $(m+3)$ parâmetros, onde m é o número de constantes de ajuste (C_k); usualmente, para se obter uma boa precisão nos resultados, m_i = 4 a 6.

Com base na formulação anterior, uma representação exponencial melhorada da curva momento-rotação foi proposta por Kishi e Chen (1986) de forma a acomodar tramos lineares. Esta formulação melhorada é dada pela seguinte relação:

$$M = M_i + \sum_{k=1}^{m} \left\{ C_k \left[1 - \exp\left(\frac{-|\phi|}{2ka} \right) \right] \right\} + \sum_{j=1}^{n} \left[D_j \left(|\phi| - |\phi_j| \right) H\left(|\phi| - |\phi_j| \right) \right] \tag{2.28}$$

onde M_i é o momento inicial da ligação, a é um factor de escala que dá estabilidade numérica, C_k e D_j são constantes de ajuste, Φ_j a rotação inicial do j ésimo tramo linear da curva $M - \Phi$ e $H[\Phi]$ é a função de *Heaviside* (unidade para $\Phi \geq 0$ e zero para $\Phi < 0$). As constantes C_k e D_j para os termos lineares e exponenciais da função são determinados por uma análise em regressão linear (Kishi, 1994).

A rigidez tangente S_j numa dada rotação $|\Phi|$ pode ser obtida derivando a equação (2.28) em ordem a $|\Phi|$. Quando a ligação está a ser carregada, têm-se que:

$$S_j = \left.\frac{dM}{d|\phi|}\right|_{|\phi|=|\phi|} = +\sum_{k=1}^{m}\left\{\frac{C_k}{2ka}\exp\left(\frac{-|\phi|}{2ka}\right)\right\} + \sum_{j=1}^{n}\left[D_j H\left(|\phi| - |\phi_j|\right)\right] \tag{2.29}$$

Quando a ligação é descarregada, têm-se que:

$$S_j = S_{j,ini} = \left.\frac{dM}{d|\phi|}\right|_{|\phi|=0} = \sum_{k=1}^{m}\left\{\frac{C_k}{2ka}\right\} + D_j H\left(|\phi_j|\right)_{j=1} \tag{2.30}$$

A formulação tem os seguintes méritos:

- É relativamente simples e directa, podendo ser introduzida num programa de computador;
- Pode ser usada em qualquer tipo de ligação sujeita a ciclos carga/descarga em todo o intervalo de rotações e utilizada numa análise estrutural de 2ª ordem utilizando a rigidez secante;
- As mudanças bruscas de rigidez obtidas através da presente formulação apenas são geradas porque também existiram na realidade durante o ensaio.

O ajuste aos ensaios experimentais e os valores da rigidez tangente são obtidos dos resultados experimentais utilizando o método exponencial modificado com m = 6 nas equações (2.29) e (2.30). A comparação entre o modelo exponencial e o modelo exponencial modificado num dado ensaio experimental que contém um tramo linear, encontra-se representado na seguinte figura:

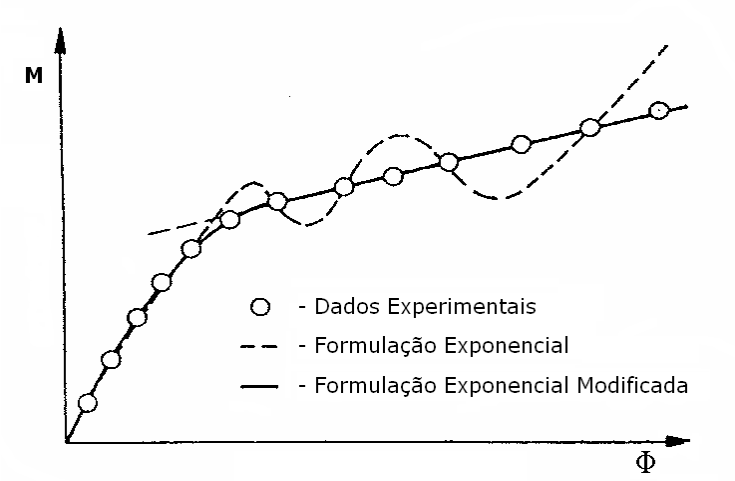


Figura 2.16 – Comparação entre a formulação exponencial e exponencial modificada quando aplicadas a dados experimentais com um tramo linear (Chen, Toma, 1994).

2.4 MÉTODOS DE PREVISÃO DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

2.4.1 Generalidades

Em projecto de estruturas metálicas, em que se pretenda efectuar uma análise de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, são necessárias duas etapas: a primeira, prende-se com a previsão do comportamento da ligação (momento-rotação) e a segunda com a representação desse comportamento com base numa formulação matemática. É esta formulação matemática que permite a introdução do comportamento semi-rígido da ligação no programa de análise estrutural dos pórticos metálicos.

São várias as formas de previsão do comportamento de uma ligação semi-rígida em fase de projecto. Podem tomar a forma de modelos empíricos, modelos analíticos, modelos mecânicos, modelos de elementos finitos ou ensaios experimentais de acordo com a classificação atribuída por Faella, Piluso e Rizzano (2000).

2.4.2 Modelos Empíricos

Os modelos empíricos são baseados no uso de formulações empíricas que relacionam parâmetros envolvidos na representação matemática da curva $M - \Phi$ com as propriedades geométricas e mecânicas das ligações viga-pilar. Estas formulações empíricas podem ser obtidas por análises de regressão a dados obtidos quer por ensaios experimentais, por estudos paramétricos com base em elementos finitos, modelos analíticos ou mecânicos. Alguns exemplos de formulações empíricas foram obtidos por Frye and Morris (1975), por Krishnamurthy (1978a, 1978b), por Kukreti et al. (1987) e por Attiogbe e Morris (1991), para vários tipos de ligações viga-pilar.

Os modelos empíricos têm uma aplicabilidade reduzida na medida em que o seu uso é restringido ao tipo de ligação que foi estudada (geometria e propriedades mecânicas dos seus componentes). Estes modelos são também incapazes de mostrar a contribuição de cada componente da ligação no comportamento total da mesma. Portanto, a aplicação destes modelos para além dos tipos de ligações calibrados tem de ser evitada, porque o mecanismo de colapso é fortemente afectado pelas propriedades geométricas e/ou mecânicas da ligação.

2.4.3 Modelos Analíticos

Para se poder obter a curva momento-rotação de diferentes tipologias de ligações directamente das propriedades geométricas e mecânicas, muitos autores têm aplicado os conceitos básicos de análise estrutural elástica e análise plástica limite a modelos simplificados de vários tipos de ligação viga-pilar. Com base no comportamento experimental, um modelo de ligação simplificado é assumido para prever a rigidez elástica inicial da ligação com base numa análise elástica. Contudo, para estimar a capacidade última da ligação é utilizado um modelo plástico que faz o balanço entre o trabalho interno de deformação com trabalho externo. A única forma de se ter confiança nos resultados obtidos de forma analítica é através da comparação com resultados experimentais. Finalmente, a representação matemática da curva $M - \Phi$ é criada com base na rigidez elástica inicial e no momento resistente da ligação. Pelo menos dois investigadores criaram modelos analíticos de análise: modelo de Chen et al. (Kishi e Chen, 1987; Chen et al., 1988a, 1988b) e o modelo de Yee e Melchers (1986).

A principal vantagem dos modelos analíticos é poder-se ter uma aproximação dos parâmetros chave que influenciam a curva momento-rotação, sem recorrer a ensaios experimentais. O recurso a ensaios experimentais é apenas necessário quando se pretende obter o traçado completo da curva momento-rotação e, nesses casos, o ajuste aos dados experimentais é usualmente feito com a correcção do factor de forma através de uma análise de regressão aos dados experimentais. A única forma de saber se os resultados dos modelos analíticos correspondem à realidade é através da investigação e comparação com os resultados experimentais disponíveis. É por este motivo que o projectista tem de saber se os seus modelos se podem aplicar às ligações que surgem, para as quais a comparação com ensaios experimentais já provou ter um nível de aproximação aceitável.

2.4.4 Modelos Mecânicos

Os modelos mecânicos, também designados por modelos de molas, são baseados na simulação da ligação/zona de ligação através de um conjunto de componentes flexíveis e rígidos. A não linearidade da resposta é obtida por meio de leis constitutivas não lineares para cada um dos componentes (ou molas).

A primeira diferença entre os modelos analíticos e os modelos mecânicos é que, nos modelos analíticos os componentes da ligação são caracterizados pela rigidez e resistência que

deriva dos conceitos básicos da análise estrutural elástica e plástica limite, e respectivamente; os modelos mecânicos também se baseiam na modelação de um ou mais componentes pela rigidez e resistência, mas cujos valores são obtidos através de relações empíricas.

A segunda diferença e provavelmente a mais importante, é que nos modelos analíticos a atenção está focada na previsão da rigidez rotacional e no momento resistente e, para se obter uma lei não linear, tem que haver uma comparação com base em resultados experimentais e consequente correcção do factor de forma; numa modelação mecânica que apenas envolva a modelação bilinear de cada componente (mola), pode ser obtido um traçado não linear da curva global momento-rotação da ligação, resultado da progressiva plastificação dos componentes, sem o recurso a comparações com resultados experimentais.

Os modelos mecânicos são uma ferramenta eficaz e bastante precisa para a modelação da ligação/zona de ligação desde que a lei constitutiva dos componentes seja conhecida. Estas leis constitutivas podem ser obtidas através de ensaios experimentais ou por modelos analíticos. No segundo caso, os modelos mecânicos representam uma ferramenta para a sobreposição dos efeitos dos componentes que tem um papel chave nas deformações da ligação, em que a aproximação global é similar à analítica.

O primeiro passo da aplicação de um modelo mecânico a uma ligação viga-pilar é a identificação dos seus componentes. Estes são as possíveis fontes de deformação e potenciais elementos de rotura. As soldaduras apenas suportam pequenas deformações pelo que exibem uma rotura frágil. Por esta razão, a rotura pelas soldaduras tem de ser evitada, através de um dimensionamento e pormenorização adequados. Por estes motivos, as soldaduras não contribuem para a resposta total da ligação e não vão fazer parte da análise mecânica dos componentes da ligação e, consequentemente devem ser dimensionadas para resistir a uma força superior.

Os componentes de uma ligação e a sua modelação podem ser colectados numa "*livraria de componentes*", que dependendo do tipo de ligação viga-pilar a analisar, activará uma parte da lista de componentes segundo os quais a ligação vai ser modelada. Para a determinação da curva momento-rotação de ligações através do método das componentes, método recentemente codificado no Eurocódigo nº3, são necessários os seguintes passos:

- listagem dos componentes activos para a dada ligação viga-pilar;
- avaliação da relação força/deslocamento de cada componente;
- montagem de todos os componentes de forma adequada de maneira que resulte uma curva momento rotação da ligação.

Neste contexto, os vários componentes de uma ligação podem ser vistos como macro elementos e o método das componentes pode ser considerado semelhante ao método dos elementos finitos (Jaspart, 1996). Contudo, realça-se que a lei constitutiva de tais macro elementos pode ser obtida através de ensaios experimentais, simulações numéricas por elementos finitos ou por modelos analíticos baseados em conceitos básicos da análise linear estrutural e análise plástica limite.

Como já referido, o método das componentes foi recentemente introduzido na normativa europeia Eurocódigo nº3, onde pode ser aplicado a três tipos de tipologia de ligações:

- ligações soldadas;
- ligações com chapa de topo;
- ligações com cantoneiras de banzo.

Contudo, o método das componentes é suficientemente generalista e pode ser aplicado à maioria das ligações viga-pilar, decompondo a ligação nos seus componentes relevantes. Podem até ser obtidos diferentes níveis de refinamento na modelação da lei força-deslocamento de cada componente. Por exemplo, qualquer fenómeno significativo que afecte o comportamento até à rotura, tal como o pré-esforço nos parafusos, endurecimento e efeitos de membrana, podem ser incluídos, originando modelos sofisticados que podem ser utilizados em investigação de modo a serem obtidas leis não lineares da curva momento-rotação e utilizadas em métodos avançados de análise estrutural. Como alternativa, regras simples como aquelas introduzidas pelos Eurocódigo nº3 podem ser utilizadas para a execução de projecto de estruturas metálicas.

2.4.5 Análise por Elementos Finitos

A modelação de ligações através da técnica dos elementos finitos parece ser a ferramenta mais eficaz para investigar o comportamento de ligações semi-rígidas. Contudo, tem de ser reconhecido que, apesar do progresso contínuo da técnica dos elementos finitos, para uma modelação precisa do comportamento de uma ligação, alguns critérios ainda não são cumpridos. De facto, as curvas momento-rotação são a representação dos resultados de uma complexa interacção entre os elementos constituintes de uma ligação. No caso particular de ligações metálicas é necessário modelar o seguinte (Nethercot e Zandonini, 1990):

- não linearidades geométricas e materiais dos elementos constituintes da ligação;
- pré-esforço nos parafusos e a sua resposta a um caso geral de distribuição de tensões;

- interacção entre os parafusos e os componentes das chapas: por exemplo o contacto entre a espiga do parafuso e as chapas, contacto entre a cabeça do parafuso ou a porca com a chapa, etc.;
- interfaces de compressão e resistência por atrito;
- escorregamento devido à folga dos parafusos;
- variabilidades nas zonas de contacto;
- soldaduras;
- imperfeições (tensões residuais e outras).

Como já referido, os mecanismos básicos destas interacções precisam de ser totalmente compreendidos. A primeira condição já foi satisfeita. De facto, a análise de placas isoladas já alcançou um elevado grau de precisão, graças à possibilidade de se poder contemplar o espalhamento da plasticidade, o endurecimento, os efeitos da instabilidade e se poder calcular grandes deformações e/ou deslocamentos. Mas todas as outras condições ainda não se encontram devidamente estudadas e não fornecem resultados suficientemente precisos. Mas no caso de ligações soldadas, a técnica dos elementos finitos já é uma ferramenta que representa adequadamente o comportamento momento-rotação (Patel e Chen, 1984) e, por outro lado, é um método com um elevado potencial para a modelação de ligações aparafusadas cujas potencialidades ainda não foram exploradas (Lipson e Hague, 1978).

2.4.6 Ensaios Laboratoriais

Ensaios laboratoriais são a melhor forma de obter informações precisas acerca do comportamento momento-rotação de ligações semi-rígidas e são normalmente utilizados para calibrar e testar a fiabilidade dos modelos empíricos, analíticos, mecânicos e de elementos finitos. Contudo, os ensaios experimentais devem ser vistos como um método que fornece uma estimativa do comportamento da ligação, em vez de fornecerem o comportamento real de uma ligação que estará inserida numa estrutura de um edifício. É certo que os modelos experimentais se aplicam apenas em estudos de investigação, já que são ensaios que exigem condições laboratoriais, técnicos especializados, tempo e custos elevados.

É necessário perceber que a interacção de tensões na zona do painel da ligação num ensaio laboratorial pode ser substancialmente diferente da interacção que pode ocorrer numa ligação de uma estrutura de um edifício. Também é diferente a forma como são aplicadas e

aumentadas as cargas em laboratório e em edifícios que podem resultar em distribuições locais de tensões diferentes. Esta matéria é facilmente compreendida ao pensar nas substruturas que são ensaiadas em laboratório onde se conhece sempre o ponto da viga os momentos são nulos enquanto que nas vigas de edifícios reais os pontos de momentos nulos variam com a evolução do carregamento.

Mais diferenças estão relacionadas com as acções internas que se desenvolvem durante a montagem de uma estrutura metálica, imperfeições geométricas, tolerâncias de fabrico e a variabilidade das condições de carregamento para as quais as ligações e a estrutura do edifício têm de suportar.

2.5 MÉTODO DAS COMPONENTES APLICADO A ALGUNS TIPOS DE LIGAÇÕES

2.5.1 Introdução

A estimativa do comportamento de ligações viga-pilar pode ser obtida por via do método das componentes que é muito aplicado em estudos de investigação e, recentemente, foi introduzido no Eurocódigo nº3. Do ponto de vista teórico, o método das componentes pode ser aplicado a qualquer tipo de ligação, desde que as fontes que mais contribuem para a resistência e deformabilidade da ligação sejam identificadas e modeladas. Estas fontes são designadas por componentes da ligação e podem ser modeladas por relações força-deslocamento, que irão fazer parte de um modelo mecânico e que finalmente dará a curva momento-rotação da ligação viga-pilar.

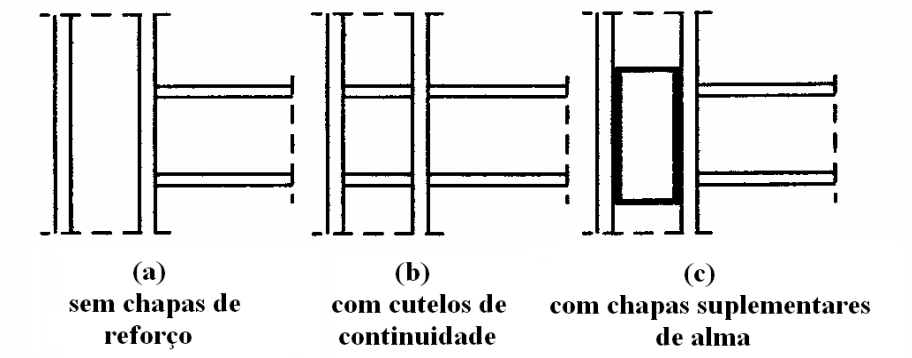
Neste subcapítulo pretende-se abordar algumas tipologias de ligações utilizadas na construção metálica que podem ser englobadas na categoria de semi-rígidas. Apesar de na presente dissertação se abordar apenas as ligações aparafusadas, a ligação soldada é aqui referida uma vez que é a mais simples de tratar e alguns dos seus componentes podem ser aplicados a outros tipos de ligações. Não se pretende fazer uma descrição exaustiva de cada componente de cada tipo de ligação, mas sim, perceber quais os macro componentes mais importantes e que mais contribuem para a obtenção da resposta da ligação, representada pela curva momento-rotação.

2.5.2 Ligações Soldadas

No projecto de estruturas metálicas é usual ser utilizada a ligação soldada porque é um tipo de ligação que reduz significativamente a rotação relativa entre a viga e o pilar, podendo em muitos casos, ser considerada uma ligação de encastramento perfeito, com as facilidades que daí advêm para a modelação estrutural do edifício. De facto o comportamento de uma ligação soldada é muito próximo do idealmente rígido, desde que a alma do pilar seja enrijecida por cutelos de continuidade dos banzos da viga e desde que a zona do painel da alma seja reforçada com chapas de alma ou com cutelos diagonais. Mas, por razões de economia, em fábrica e em obra, os cutelos são muitas vezes negligenciados. Nestes casos a deformabilidade da ligação já tem um papel importante no comportamento da estrutura, pelo que deverá ser modelada como uma ligação semi-rígida.

A ligação soldada é sem dúvida a mais simples devido aos poucos componentes envolvidos. É portanto, o tipo de ligação ideal para introduzir os conceitos do método das componentes que serão utilizados também em outros tipos de ligações. De salientar que os componentes que influenciam o comportamento das ligações soldadas também influenciam o comportamento de ligações aparafusadas. Obviamente, este será o caso de componentes que dependem das propriedades geométricas e mecânicas do pilar e dos elementos rigidificadores.

Diferentes tipos de detalhe de ligações soldadas podem ser utilizados dependendo dos elementos utilizados para reforçar e travar a zona do painel. Os detalhes mais utilizados em ligações soldadas encontram-se representados na Figura 2.17 e o detalhe das soldaduras é previsto no Eurocódigo nº3. Por exemplo, no que diz respeito às chapas suplementares de alma, para prevenir a encurvadura, poderão ser previstas soldaduras pontuais ou parafusos de forma a solidarizar as chapas suplementares com a alma do perfil.



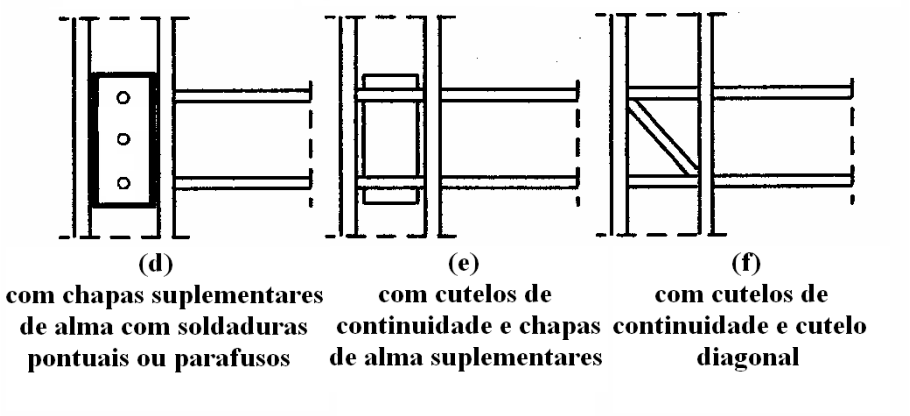


Figura 2.17 – Ligações soldadas – detalhes possíveis para o reforço da zona do painel (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O primeiro passo para a aplicação do método das componentes é a identificação de todos os componentes que podem interferir com o comportamento da ligação. Nas ligações totalmente soldadas, apenas cinco componentes podem ser considerados (Figura 2.18): a alma do pilar em corte (cws – *column web in shear*), a alma do pilar em compressão (cwc – *column web in compression*), a alma do pilar em tracção (cwt – *column web in tension*), o banzo do pilar em flexão (cfb – *column flange in bending*) e a zona comprimida da viga que engloba uma parte da alma e a totalidade do banzo (bfc – *beam flange in compression*).

É assumido que a soldadura da alma da viga é dimensionada para transferir apenas o esforço de corte e que a soldadura dos banzos é dimensionada apenas para transferir os esforços de tracção devidos aos momentos flectores.

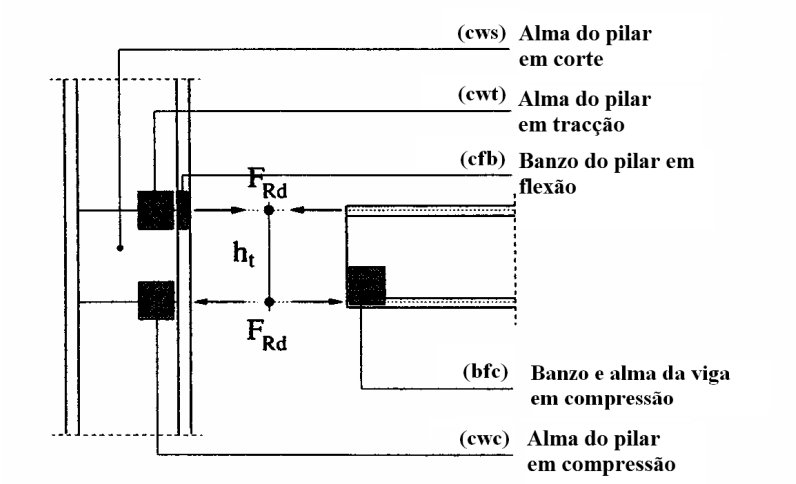


Figura 2.18 – Componentes de uma ligação soldada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Como já referido anteriormente, as soldaduras apresentam um comportamento frágil, pelo que exibem pequenas deformações quando a rotura acontece. Por este motivo o colapso da ligação pelas soldaduras tem de ser evitado, dimensionando os cordões de soldadura para forças

superiores às previstas. Como as suas deformações são pequenas e são sobredimensionados, os cordões de soldadura não são considerados como um componente das ligações soldadas.

Para se avaliar o comportamento global da ligação, em termos de resistência última e rigidez inicial, é necessário conhecer o comportamento de cada componente da ligação e o braço h_t que pode ser assumido como igual à distância entre as linhas médias dos banzos (Figura 2.18). Os primeiros três componentes (cws, cwc e cwt) governam a rigidez inicial e a resistência flexional da ligação. Os outros dois componentes (cfb e bfc) apenas limitam a resistência flexional da ligação. Sendo assim, o comportamento da ligação pode ser obtido por um modelo mecânico como o representado na seguinte figura, onde os componentes que só limitam a resistência da ligação são modelados através de elementos rígido-plásticos.

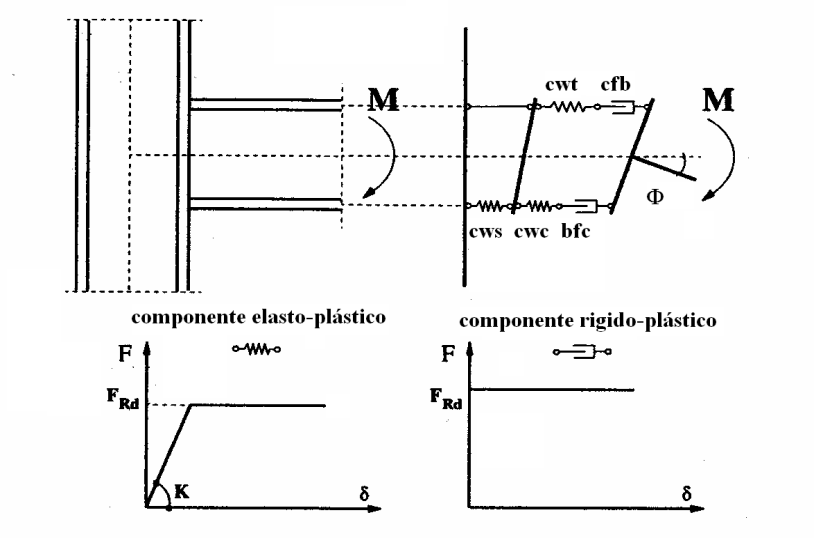


Figura 2.19 – Modelo mecânico da ligação soldada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O momento resistente da ligação é dado pelo componente mais fraco, cuja resistência de cálculo é:

$$F_{Rd,\min} = \min\left\{V_{cws,Rd}; F_{cwc,Rd}; F_{cwt,Rd}; F_{cfb,Rd}; F_{bfc,Rd}\right\} \tag{2.31}$$

e o momento flector resistente da ligação vale:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd,\min} h_t \tag{2.32}$$

Por outro lado, a rigidez rotacional pode ser calculada por:

$$S_j = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_{cwt}}} \tag{2.33}$$

Importa realçar que cada componente não é sempre independente dos outros. Apesar de não estar patente no modelo mecânico da Figura 2.19, isto torna-se evidente quando se começam a estudar os componentes individualmente. Não só é necessário ter em conta os vários

componentes como também é preciso ter em conta as interacções entre tensões em várias direcções e as forças exteriores aplicadas. Este assunto será abordado de forma mais exaustiva no capítulo 3.

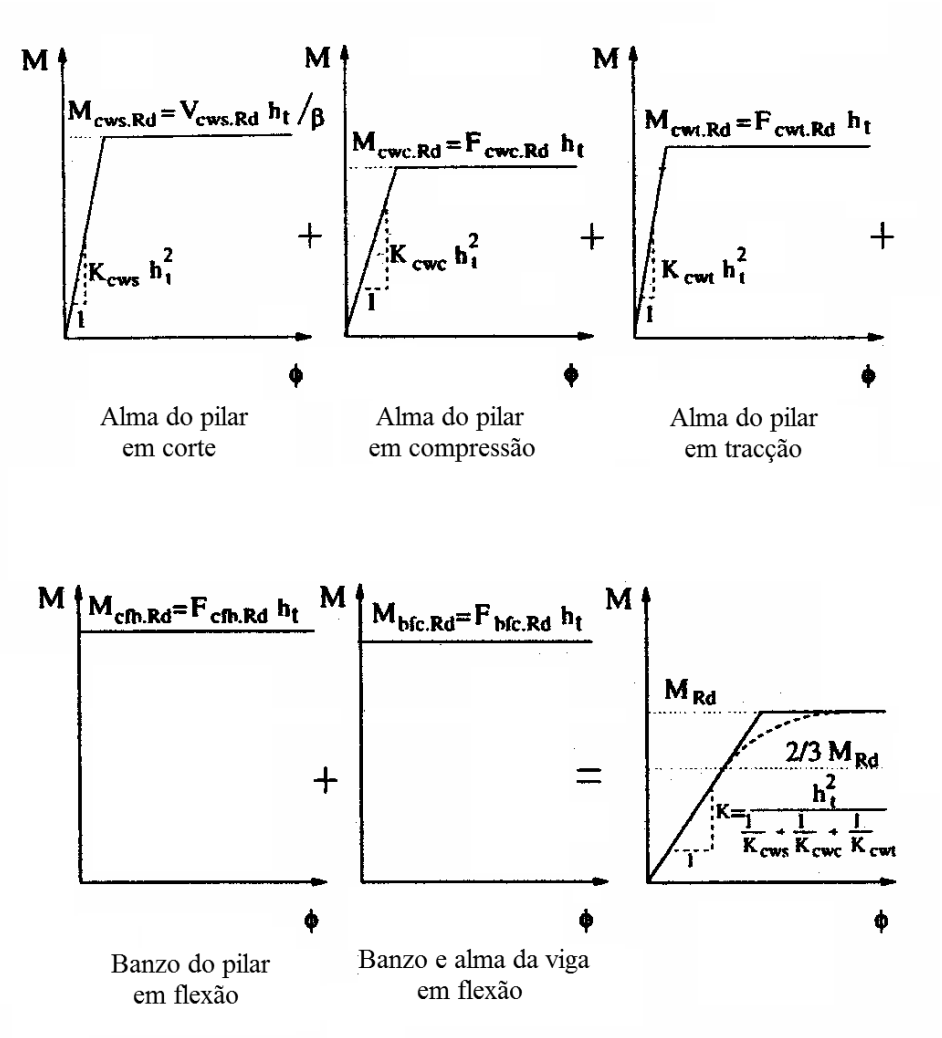


Figura 2.20 – Procedimento para combinar as contribuições dos componentes (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

2.5.3 Ligações aparafusadas com chapa de topo

As ligações de chapa de topo são muito utilizadas na construção metálica porque permitem uma grande variedade de soluções estruturais, que vão desde as ligações quase rotuladas até às ligações rígidas, apenas pela alteração da pormenorização da ligação. Tanto a rigidez como a resistência, podem ser facilmente alteradas pela escolha criteriosa do número de fiadas de parafusos e sua posição, por uma espessura da chapa de topo adequada, sua configuração geométrica e finalmente pelo eventual reforço através de chapas na zona do painel da alma do pilar. Por outro lado, nas ligações soldadas, os cutelos e chapas de reforço da zona

do painel do pilar são a única forma de dar alguma flexibilidade ao projectista na concepção estrutural.

As ligações de chapa de topo, com resistência a momentos flectores, podem ser divididas em dois grandes grupos, com base na localização dos parafusos: chapas de topo estendidas (Figura 2.21 - **a** e **b**) e chapas de topo em que só existem parafusos na zona interior dos banzos (Figura 2.21 - **c**). As ligações com chapa de topo estendida são caracterizadas por terem parafusos nos lados exteriores aos banzos e podem ser subdivididas em dois grupos: chapas de topo estendidas para um lado (Figura 2.21 - **a**) e chapas de topo estendidas para os dois lados (Figura 2.21 – **b).** As primeiras são usualmente utilizadas em edifícios que suportem maioritariamente cargas verticais enquanto que as segundas são mais utilizadas em edifícios em que as forças do vento e dos sismos prevaleçam sobre as verticais.

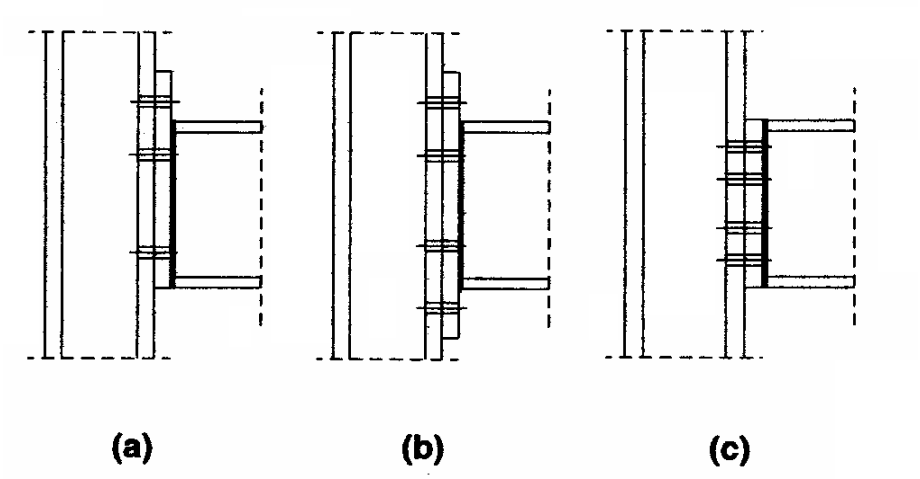


Figura 2.21 – Tipos de ligação de chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Nos casos de ligações com chapa de topo estendida que tenham apenas duas fiadas de parafusos na zona traccionada, o comportamento dessas duas fiadas pode ser modelado apenas por um *T-stub* equivalente.

Nos casos em que existam três ou mais fiadas de parafusos na zona traccionada, é necessário uma abordagem mais complicada de forma a englobar a interacção entre as diferentes fiadas.

O *T-stub* ou T equivalente, não é mais do que um componente de uma ligação aparafusada. Na seguinte figura é apresentado como deve ser orientado o *T-stub* para o caso de duas fiadas de parafusos na zona traccionada e para um pilar com e sem cutelos de continuidade dos banzos da viga.

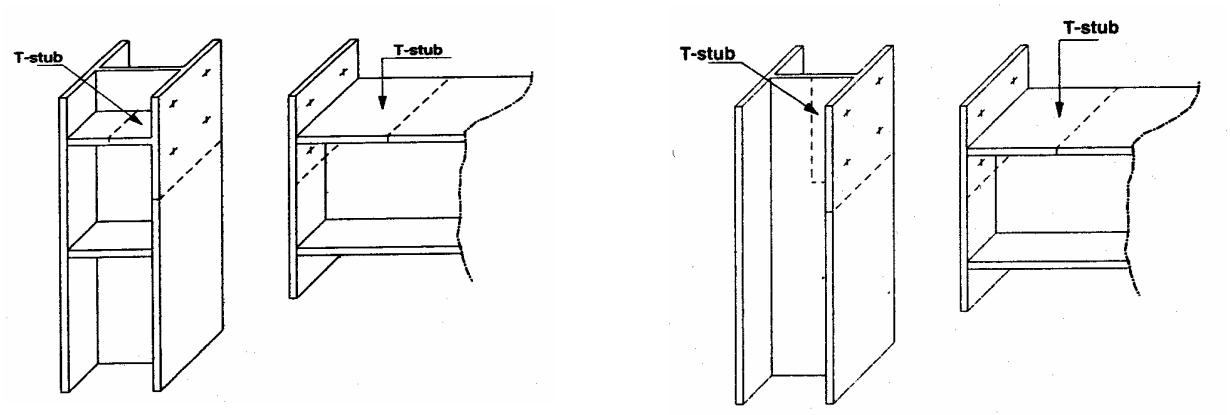


Figura 2.22 – Orientação do *T-stub* para um pilar com e sem reforços de continuidade (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O método das componentes também pode ser aplicado a este tipo de ligações, desde que os elementos que governam o comportamento da ligação sejam identificados. A obtenção correcta do comportamento de ligações com chapa de topo depende dos seguintes componentes:

- alma do pilar em corte – cws (*column web in shear*);
- alma do pilar em compressão – cwc (*column web in compression*);
- banzo do pilar em flexão – cfb (*column flange in bending*);
- chapa de topo em flexão – epb (*end plate in bending*);
- parafusos à tracção – bt (*bolts in tension*);
- alma do pilar à tracção – cwt (*column web in tension*);
- banzo e alma da viga em compressão – bfc (*beam flange and web in compression*);
- alma da viga à tracção – bwt (*beam web in tension*).

Os primeiros seis componentes governam tanto a resistência como a rigidez da ligação, enquanto que os últimos dois apenas interferem com a resistência da ligação.

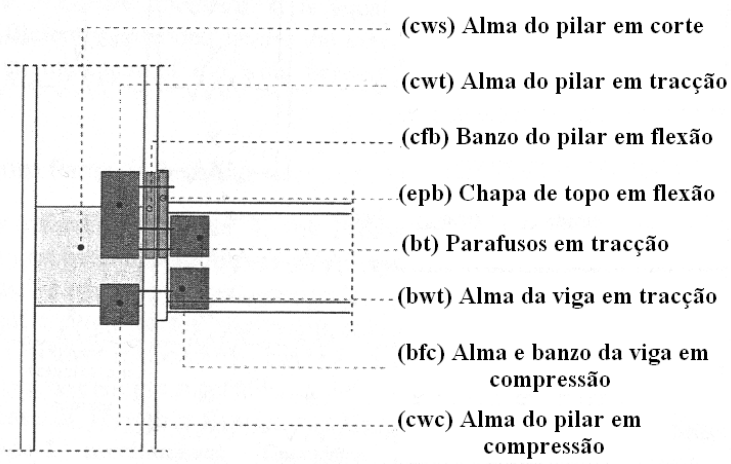


Figura 2.23 – Componentes de uma ligação com chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Alguns destes componentes dependem do número de fiadas de parafusos em tracção e da localização de cada fiada. É o caso do banzo do pilar em flexão (cfb), a chapa de topo em flexão (epb), a alma do pilar em tracção (cwt) e o banzo da viga à tracção (bwt). A contribuição de cada um destes componentes tem de ser avaliada considerando o comportamento de cada fiada de parafusos isoladamente e considerando o funcionamento conjunto, com possível interacção entre as diversas fiadas.

No casos das chapas de topo estendidas, o modelo mecânico adoptado é o ilustrado na Figura 2.24, onde os componentes que influenciam tanto a resistência como a rigidez são modelados com base em elementos elásticos perfeitamente plásticos enquanto que os elementos que apenas limitam a resistência são modelados como rígido plásticos.

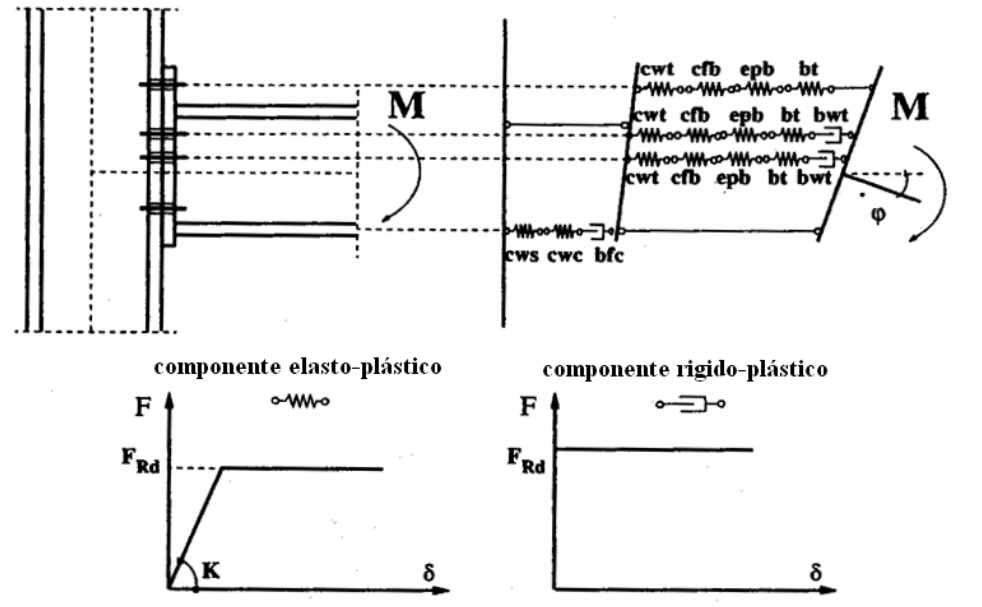


Figura 2.24 – Modelo mecânico das ligações de chapa de topo (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

A resistência flexional da ligação $M_{j,Rd}$ pode ser calculada pela seguinte relação:

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} h_i F_{i,Rd} \tag{2.34}$$

onde $F_{i,Rd}$ é a resistência da fiada de parafusos i, n_b é o número de fiadas de parafusos em tracção e h_i é a distância da fiada i ao centro de compressões, que está localizado na linha média do banzo comprimido.

No procedimento para avaliar a resistência de cada fiada de parafusos, a primeira pode ser considerada a que está mais longe do centro de compressão. Seguidamente são analisadas as fiadas progressivamente mais próximas do centro de compressão.

É assumido que a resistência da fiada de parafusos i é dada pelo valor mínimo entre a resistência dos componentes básicos e as resistências correspondentes aos mesmos

componentes, mas avaliada com a contribuição adicional da fiada *i* para a resistência global de todos os possíveis grupos consecutivos de fiadas de parafusos, constituídos pela fiada *i* e pelas fiadas anteriores. É óbvio que a resistência de cada grupo de parafusos não pode exceder a resistência dos componentes, que é independente do número de fiadas.

De forma a avaliar a rigidez inicial da ligação, o procedimento sugerido pelo Eurocódigo 3 está representado na Figura 2.25. Pode-se observar que a rigidez global da ligação é obtida combinando a rigidez extensional de cada componente individual.

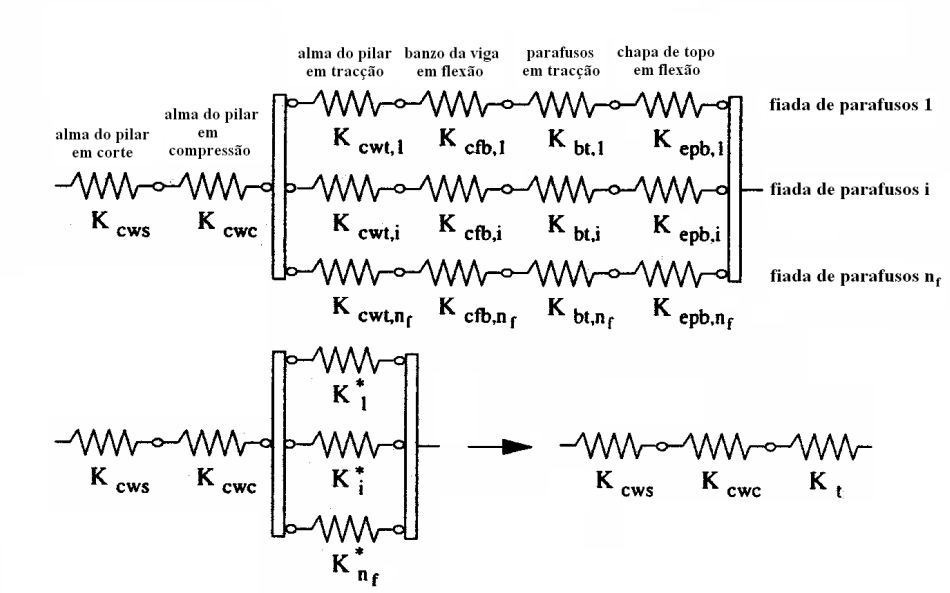


Figura 2.25 – Procedimento para avaliação da rigidez da ligação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O primeiro passo para obter a rigidez inicial é o cálculo, para cada fiada de parafusos, da deformabilidade extensional $1/K_i^*$ como o somatório das deformabilidades extensionais de todos os componentes dessa fiada de parafusos:

$$\frac{1}{K_i^*} = \frac{1}{K_{cwt,i}} + \frac{1}{K_{cfb,i}} + \frac{1}{K_{epb,i}} + \frac{1}{K_{bt,i}} \tag{2.35}$$

O segundo passo consiste na avaliação da rigidez equivalente global K_t das fiadas de parafusos em tracção, assumindo uma rotação rígida da alma da viga em torno do centro de compressões (o centro de compressões em ligações de chapa de topo é normalmente considerado como o centro do banzo comprimido da viga):

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} K_i^* h_i}{h_t} \tag{2.36}$$

onde h_t representa o braço das forças, dado por:

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} K_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^{n_b} K_i^* h_i} \tag{2.37}$$

Finalmente, a rigidez inicial da ligação pode ser calculada combinando adequadamente as rigidezes individuais de cada componente independentemente da fiada de parafusos (alma do pilar em corte e alma do pilar em compressão) com a rigidez global equivalente Kt das fiadas de parafusos à tracção, de acordo com a seguinte relação:

$$S_{j,ini} = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_t}} \tag{2.38}$$

Com a rigidez inicial da ligação $S_{j,ini}$ e com a resistência flexional $M_{j,Rd}$, o comportamento global $M - \Phi$ pode ser modelado adoptando uma formulação matemática.

2.5.4 Ligações aparafusadas com cantoneiras

Os procedimentos para avaliar o comportamento rotacional de ligações viga-pilar foram pela primeira vez regulamentados na norma Europeia Eurocódigo3, onde o método das componentes é desenvolvido para as tipologias de ligações mais utilizadas na prática: ligações soldadas, ligações aparafusadas com chapa de topo e ligações aparafusadas de cantoneiras nos banzos da viga.

Para o caso das ligações que incluem cantoneiras na alma da viga, o Eurocódigo 3 ainda não faz referência, talvez por causa das maiores dificuldades que surgem da modelação do comportamento da ligação quando se têm em conta todos os componentes da ligação. Apesar de alguns modelos simples já terem sido desenvolvidos para o comportamento de ligações com cantoneiras de alma e banzos (Kishi e al. - 1987a; Kishi e al. - 1987b; Kishi e Chen, 1990), estes modelos dizem respeito apenas à zona da ligação e não ao comportamento da ligação como um todo, excluindo as influências importantes dos componentes do pilar. Também alguns componentes da ligação não são tidos em consideração nestas modelações simplificadas.

O caso de cantoneiras aparafusadas na ligação viga-pilar é ainda mais complexo que o caso das ligações aparafusadas com chapa de topo, desde que a interacção com os componentes do pilar seja contabilizada.

Faella et al. (1996) formularam um procedimento, com base no método das componentes, que é capaz de incluir todos os componentes das ligações aparafusadas de

cantoneiras, sem grandes simplificações iniciais no que diz respeito quer ao modo de ruptura quer nas fontes dominantes de deformação. Poderá ser esta a formulação a ser introduzida no Eurocódigo 3, preenchendo a lacuna actualmente existente.

O método das componentes para avaliar o comportamento resistente da ligação pode ser estendido ao caso de ligações aparafusadas com cantoneiras de banzos e alma (Faella et al., 1996) considerando que a contribuição das cantoneiras de alma para o comportamento global da ligação possa ser determinado usando um procedimento semelhante ao adoptado para a resistência de ligações aparafusadas com chapa de topo.

As fiadas de parafusos em tracção são definidas como sendo aquelas que ligam a cantoneira superior e as cantoneiras de alma ao pilar. A primeira fiada é aquela que liga a cantoneira superior ao banzo do pilar. A segunda fiada e as subsequentes são aquelas que ligam as cantoneiras de alma ao banzo do pilar, começando pela fiada que está mais acima.

Para cada fiada de parafusos, a correspondente resistência tem de ser calculada como a menor resistência de cálculo de cada componente básico.

Os componentes básicos envolvidos na determinação da resistência da ligação são:

- alma do pilar em corte – cws (*column web in shear* - $V_{cws,Rd}$);
- alma do pilar em compressão – cwc (*column web in compression* - $F_{cwc,Rd}$);
- alma do pilar em tracção – cwt (*column web in tension* - $F_{cwt,Rd}$);
- banzo do pilar em flexão – cfb (*column flange in bending* - $F_{cfb,Rd}$);
- cantoneira superior em flexão – ta (*top angle* – $F_{ta,Rd}$);
- cantoneiras de alma em flexão – wa (*web angles* – $F_{wa,Rd}$);
- parafusos em tracção – bt (*bolts in tension* – $F_{bt,Rd}$);
- parafusos em corte (*bolts in shear*): cantoneira superior – ta (*top angle* - $F_{v,ta,Rd}$), cantoneira inferior – sa (*seat angle* - $F_{v,sa,Rd}$) e cantoneiras de alma – wa (*web angles* - $F_{v,wa,Rd}$);
- esmagamento nas chapas: aba da cantoneira superior – tab (*top angle in bearing* - $F_{tab,Rd}$), aba da cantoneira inferior – sab (*seat angle in bearing* - $F_{sab,Rd}$), cantoneira de alma – wab (*web angle in bearing* - $F_{wab,Rd}$), banzo traccionado da viga – bftb (*beam flange in tension in bearing* - $F_{tbfb,Rd}$), alma da viga – bwb (*beam web in bearing* - $F_{bwb,Rd}$) e banzo comprimido da viga em compressão – bfcb (*beam flange in compression in bearing* - $F_{cbfb,Rd}$);
- chapas em tracção: aba da cantoneira superior – tat (*top angle in tension* - $F_{tat,Rd}$) e aba das cantoneiras de alma – wat (*web angle in tension* - $F_{wat,Rd}$);
- aba da cantoneira inferior em compressão – sac (*seat angle in compression* – $F_{sac,Rd}$);

- alma da viga em tracção – bwt (*beam web in tension* – $F_{bwt,Rd}$);
- banzo e alma da viga em compressão – bfc (*beam flange and web in compression* – $F_{bfc,Rd}$).

A notação dada à resistência de cálculo de cada componente é dada em parênteses na lista acima.

A resistência de alguns destes componentes é independente do número de fiadas de parafusos ligadas ao banzo do pilar e, como tal, apenas representam uma limitação à resistência global das fiadas de parafusos em tracção. É o caso do painel de alma do pilar ao corte $V_{cws,Rd}$, da alma do pilar em compressão $F_{cwc,Rd}$, o banzo e alma da viga em compressão $F_{bfc,Rd}$, os parafusos em corte da cantoneira inferior ao banzo da viga $F_{v,sa,Rd}$, o esmagamento das chapas do banzo comprimido da viga $F_{cbfb,Rd}$ e da cantoneira inferior $F_{sab,Rd}$ e, finalmente a aba da cantoneira inferior em compressão $F_{sac,Rd}$.

Por outro lado, a resistência dos remanescentes componentes está envolvida na avaliação da resistência de cálculo à tracção das fiadas individuais de parafusos. Alguns destes componentes têm de ser considerados em dois cenários: como pertencentes a uma fiada individual de parafusos ou como pertencentes à fiada de parafusos que está inserida num grupo de parafusos. Em tudo análogo ao que foi visto para o caso de ligações aparafusadas com chapa de topo, começando pela fiada mais afastada da zona das compressões, o procedimento avalia a força de tracção de cálculo $F_{Rd,i}$ para cada fiada de parafusos como o valor mínimo da resistência de cada componente básico (Figura 2.26) considerando também as limitações dos componentes como isolados ou como inseridos num grupo de parafusos constituídos pela fiada *i* e pelas fiadas de parafusos consecutivas (Figura 2.26 e Figura 2.27). A contribuição de cada fiada de parafusos é obtida multiplicando $F_{Rd,i}$ pela distância h_i entre a fiada *i* e o centro de compressões dado pela linha média da aba da cantoneira inferior.

De modo a completar o método das componentes para avaliar o comportamento de ligações aparafusadas de cantoneiras na alma e nos banzos, falta formular o cálculo da rigidez inicial.

Métodos simplificados para avaliar a rigidez inicial de ligações aparafusadas de cantoneiras já foram propostos por Azizinamini et al. (1987) e Kishi et al. (1987a e 1990), mas apenas diziam respeito à zona de ligação em vez de tratarem a ligação como um todo. A necessidade de considerar a fontes de deformação provenientes do pilar foi sublinhada pelo Eurocódigo 3. Contudo, a formulação do Eurocódigo 3 é limitada ao uso de cantoneiras nos banzos da viga e não é possível contabilizar o pré-esforço dos parafusos. Por esta razão, muitas

dúvidas e discussões surgem, e consequentemente, a necessidade de uma metodologia que inclua os efeitos das cantoneiras de alma (De Luca et al., 1995a e 1995b).

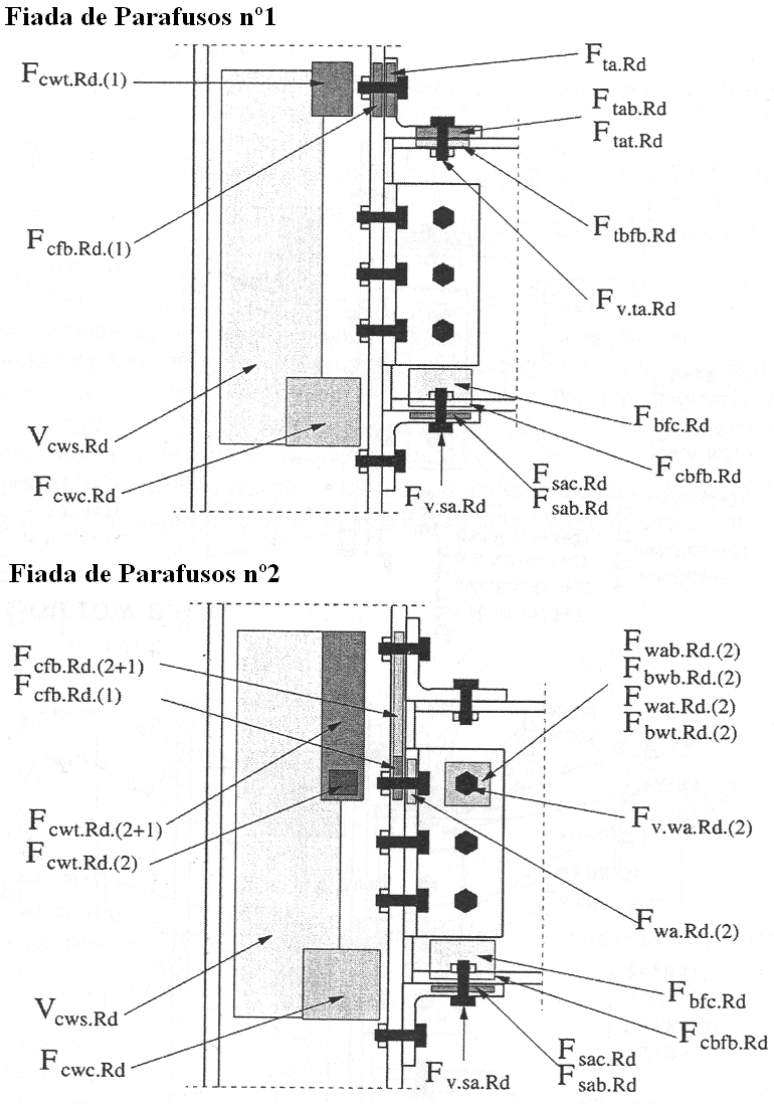


Figura 2.26 – Identificação dos componentes dependendo da fiada de parafusos considerada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O método seguido na presente dissertação é o proposto por Faella e al. (1997), que se baseia no método das componentes de acordo com a filosofia do Eurocódigo 3. Este procedimento tem em consideração todas as fontes de deformação, incluindo os componentes do pilar. O pré-esforço nos parafusos também pode ser incluído de acordo com a metodologia dos autores.

Ao se considerarem todas as componentes no cálculo da rigidez da ligação, muitas dificuldades surgem devido ao elevado número de componentes. De facto os componentes envolvidos são:

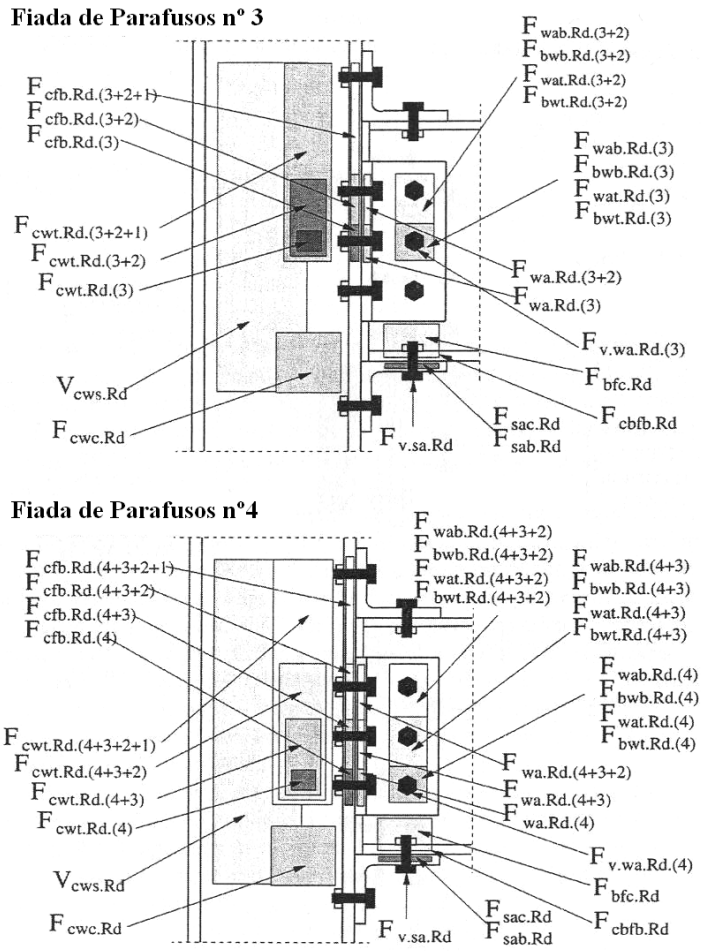


Figura 2.27 – Identificação dos componentes dependendo da fiada de parafusos considerada (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

- alma do pilar em compressão (K_{cwc});
- alma do pilar em corte (K_{cws});
- banzo do pilar em flexão (K_{cfb});
- alma da pilar em tracção (K_{cwt});
- cantoneira em flexão (cantoneira superior K_{ta} e cantoneiras de alma K_{wa});
- parafusos em tracção (K_b);
- parafusos em corte (cantoneira superior $K_{bs,ta}$, cantoneira inferior $K_{bs,sa}$ e cantoneiras de alma $K_{bs,wa}$);
- esmagamento de chapas (cantoneira superior K_{tab}), cantoneira inferior K_{sab}), banzos da viga K_{bfb}), alma da viga K_{bwb}) e cantoneira de alma K_{wab}).

Na lista acima, os símbolos entre parênteses representam a rigidez de cada elemento mola que corresponde a cada componente, que pode ser modelado como uma mola elástica perfeitamente plástica. Outros componentes, tal como a alma da viga em tracção, o banzo da viga em compressão, a cantoneira superior em tracção e a cantoneira inferior em compressão,

podem ser modelados como elementos rígidos perfeitamente plásticos. Como tal, o comportamento global da ligação pode ser modelado como ilustrado na seguinte figura.

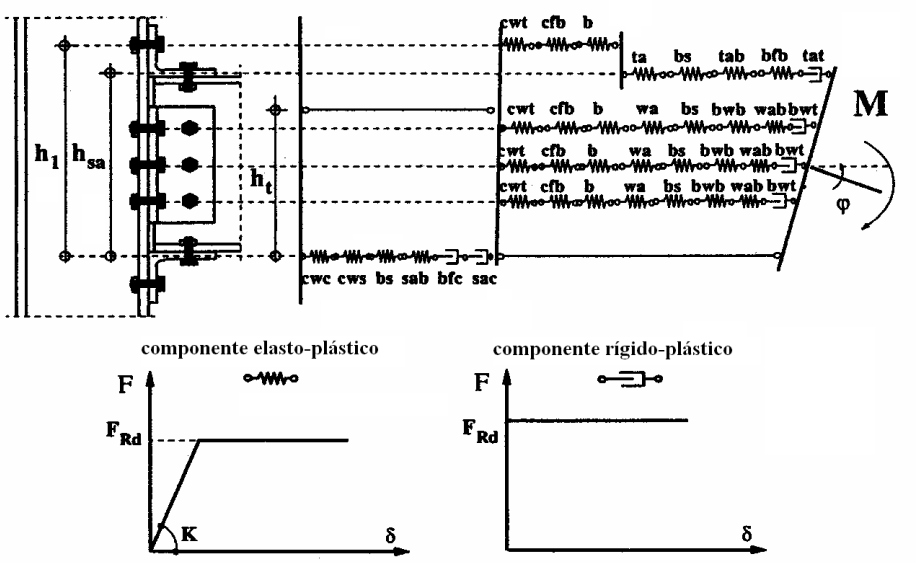


Figura 2.28 – Modelo mecânico das ligações aparafusadas de cantoneiras de alma e banzos (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

Obviamente, os componentes rígido-plásticos estão apenas envolvidos na determinação da resistência da ligação, enquanto que os componentes elasto-plásticos influenciam tanto a determinação da resistência como da rigidez.

O procedimento a adoptar para o cálculo da rigidez de ligações aparafusadas de cantoneiras é semelhante ao utilizado para as ligações aparafusadas com chapa de topo. Neste caso particular, como ilustra a Figura 2.28, quatro componentes (alma do pilar em compressão – cwc, alma do pilar em corte – cws, parafusos da cantoneira inferior ao corte – bs e esmagamento da aba da cantoneira inferior – sab) são independentes do número de parafusos, enquanto que os outros são componentes não o são.

O primeiro passo para determinar a rigidez inicial da ligação é avaliar a rigidez equivalente K_i de cada fiada de parafusos. Para as fiadas de parafusos que ligam as cantoneiras de alma ao banzo do pilar, a seguinte relação pode ser aplicada (Figura 2.29):

$$K_i = \frac{1}{\frac{1}{K_{cwt}} + \frac{1}{K_{cfb}} + \frac{1}{K_{wa}} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{bs}} + \frac{1}{K_{bwb}} + \frac{1}{K_{wab}}} \tag{2.39}$$

Os componentes da cantoneira superior e do banzo traccionado da viga, são considerados como pertencentes à primeira fiada de parafusos, como ilustrado na Figura 2.28 e na Figura 2.29. Em particular, considera-se que as quatro fontes de deformação (cantoneira superior em flexão – ta, os parafusos em corte do banzo superior da viga – bs, a cantoneira

superior em corte – tab e o banzo da viga em corte – bfb) estão localizadas ao nível da linha média da aba da cantoneira superior, aba adjacente ao banzo da viga. Portanto, a rigidez equivalente da primeira fiada de parafusos, tem de incluir a contribuição destes componentes como se estivessem na linha real da primeira fiada de parafusos, que liga a cantoneira superior ao banzo do pilar. Com base nesta premissa, a rigidez destes componentes é modificada através das seguintes expressões:

$$K_{ta} = K'_{ta}\left(\frac{h_{sa}}{h_1}\right)^2 \tag{2.40}$$

$$K_{bs} = K'_{bs}\left(\frac{h_{sa}}{h_1}\right)^2 \tag{2.41}$$

$$K_{tab} = K'_{tab}\left(\frac{h_{sa}}{h_1}\right)^2 \tag{2.42}$$

$$K_{bfb} = K'_{bfb}\left(\frac{h_{sa}}{h_1}\right)^2 \tag{2.43}$$

onde K é a rigidez equivalente das molas actuando da primeira fiada de parafusos, h_{sa} é a distância entre o centro de compressão e a linha média da aba da cantoneira superior e h_1 é a distância entre o centro de compressão e a primeira fiada de parafusos (Figura 2.28).

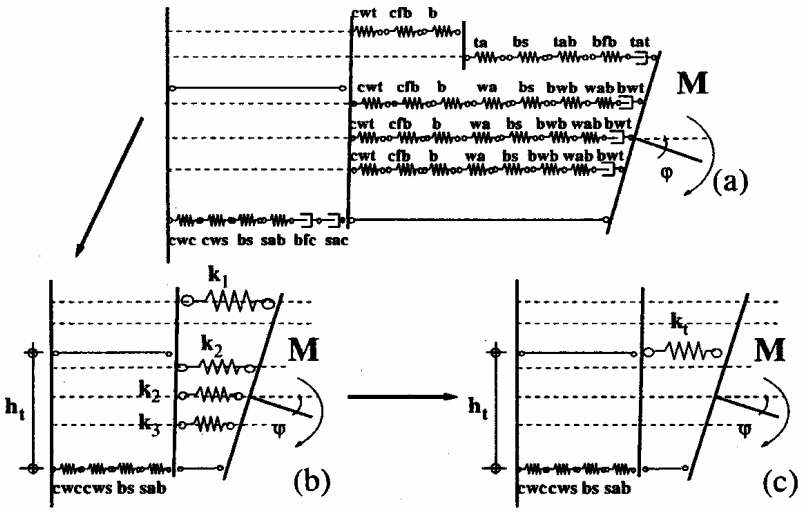


Figura 2.29 – Procedimento para a determinação da rigidez rotacional da ligação (Faella, Piluso, Rizzano, 2000).

O segundo passo do procedimento é o cálculo do braço das forças h_t, que representa a distância entre a resultante das forças de tracção e o centro de compressões. Assumindo que o centro de compressão está localizado na linha média da aba da cantoneira inferior, aba adjacente ao banzo comprimido da viga e, tendo em consideração a localização de cada fiada de

parafusos, o braço das forças h_t é calculado através da seguinte expressão (Figura 2.29*b*), expressão semelhante à das ligações aparafusadas com chapa de topo:

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} K_i h_i^2}{\sum_{i=1}^{n_b} K_i h_i} \tag{2.44}$$

onde h_i é a distância entre linha da parafusos i e o centro de compressão, n_b é o número total de fiadas de parafusos que ligam as cantoneiras de alma e a cantoneira superior ao banzo do pilar.

O terceiro passo do procedimento, consiste em determinar a rigidez proveniente da contribuição de todas as fiadas de parafusos, representada por uma mola que actua ao nível do centro das tracções, dada por (Figura 2.29*c*):

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} K_i h_i}{h_t} \tag{2.45}$$

Finalmente, a contribuição de todos os componentes é obtida combinando a rigidez dos quatro componentes, independentes do número de fiadas de parafusos, com a contribuição total K_t dos componentes, dependentes do número de fiadas de parafusos. Sendo assim, considerando que esta mola final está localizada no centro de tracções definido pelo braço h_t, a rigidez rotacional da ligação é obtida pela seguinte expressão:

$$S_{j,ini} = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_{bs,sa}} + \frac{1}{K_{sab}} + \frac{1}{K_t}} \tag{2.46}$$

2.6 ASPECTOS REGULAMENTARES – EC3 PARTE 1.8

2.6.1 Introdução

O Eurocódigo 3 – dimensionamento de estruturas de aço, parte 1.8 (versão de 2005) – dimensionamento de ligações, dá um passo significativo na desmistificação das ligações semi-rígidas. São aqui introduzidos os conceitos de ligação rotulada, semi-rígida e rígida, fornecendo um método para a classificação das ligações inseridas em pórticos correntes, consoante o tipo de análise utilizado. No que diz respeito às ligações semi-rígidas, é utilizado o método das componentes, para ligações soldadas, aparafusadas com chapa de topo (que pode ser estendida)

e para ligações aparafusadas de cantoneiras nos banzos. São também dadas algumas indicações para o cálculo da rotação última, ou da ductilidade esperada, através de expressões simples e que certamente serão desenvolvidas no futuro.

2.6.2 Diagrama característico da curva momento-rotação de uma ligação

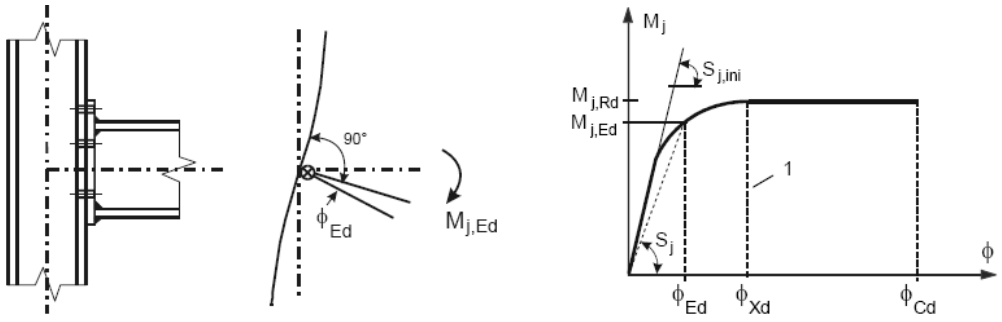
De acordo com a parte 1.8 do Eurocódigo 3 (Maio de 2005), uma ligação pode ser representada por uma mola na intersecção das linhas de eixo dos elementos ligados (normalmente viga-pilar), como representado na Figura 2.30 (a) e (b), para uma ligação viga-pilar. As propriedades da mola podem ser expressas na forma de uma curva momento-rotação característica que relaciona o momento flector de cálculo $M_{j,Ed}$ aplicado à ligação com a respectiva rotação de cálculo Φ_{Ed} entre os elementos ligados. Geralmente a curva momento-rotação característica é não linear como indicado na Figura 2.30 (c).

A curva momento-rotação característica, Figura 2.30 (c), deve ser definida por três propriedades principais da ligação:

- rigidez inicial;
- momento resistente;
- capacidade de rotação.

É necessário ter em conta que, no caso de ligações aparafusadas, pode haver algum escorregamento ou folga e que essa folga pode originar rotações do tipo rótula (não transmitem momentos flectores) que devem ser incluídas na curva momento-rotação característica.

A curva momento-rotação característica deve ser consistente com o método de análise global da estrutura e com as considerações utilizadas para o dimensionamento dos elementos de acordo com a parte 1.1 do Eurocódigo 3.



(a) – Ligação (b) – Modelo (c) – Curva momento-rotação característica

Figura 2.30 – Curva momento-rotação característica de uma ligação (1 – limite para S_j) (EC3 - parte 1.8).

O momento resistente de cálculo da ligação $M_{j,Rd}$, corresponde ao momento máximo da curva momento-rotação característica (Figura 2.30), e, deve ser calculado pelo método das componentes, como descrito na norma.

A rigidez da ligação S_j, é a rigidez secante indicada na Figura 2.30 e deve ser utilizada quando a análise global é elástica. O limite para a aplicação da rigidez S_j situa-se entre o início da plastificação da ligação e a sua plastificação total. A rigidez secante S_j não deve ser utilizada quando a rotação da ligação for superior a Φ_{Xd}. Quando a rotação da ligação não inicia a plastificação da ligação, utiliza-se a rigidez elástica ou inicial $S_{j,ini}$, calculada pelo método das componentes, como descrito na norma.

A capacidade de rotação de cálculo de uma ligação Φ_{Cd}, corresponde à rotação máxima de cálculo da curva momento-rotação característica (rotação para a qual acontece a ruptura da ligação), deve ser calculada da seguinte forma:

- no caso de análise globais rígido-plásticas, ou elásto-plásticas em que seja atingida a plastificação da ligação, e desde que o esforço axial de cálculo N_{Ed} não exceda 5% do esforços resistente plástico $N_{pl,Rd}$, as seguintes expressões devem ser utilizadas, válidas para aços de qualidade S235, S275 e S355:
    1. em ligações aparafusadas em que o momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$ seja limitado pela resistência de cálculo do painel de alma do pilar ao corte, assume-se que a ligação tem suficiente capacidade de rotação para uma análise global plástica, deste que $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$ (d_c - altura útil da secção do pilar e t_w a espessura da alma do pilar).
    2. em ligações de chapa de topo ou de cantoneiras de banzo assume-se que têm suficiente capacidade de rotação para uma análise plástica global, desde que sejam satisfeitas duas condições:
        - o momento resistente plástico da ligação $M_{j,Rd}$ seja limitado pela resistência de um dos seguintes componentes: banzo do pilar em flexão ou chapa de topo ou cantoneira de banzo em flexão;
        - a espessura t da chapa de topo ou do banzo do pilar ou da aba da cantoneira, satisfaça o seguinte critério:

$$t \leq 0.36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \tag{2.47}$$

em que:

d – diâmetro do parafuso;

f_{ub} – tensão última do parafuso;

f_y – tensão de cedência do aço do componente relevante.

3. a capacidade de rotação Φ_{Cd} de uma ligação soldada viga-pilar não pode ser inferior ao valor da seguinte expressão, para ligações em que a alma do pilar tenha cutelos só na zona comprimida (zona em tracção não enrijecida), e que o momento resistente da ligação não seja limitado pela resistência ao corte do painel de alma do pilar:

$$\phi_{Cd} \leq 0.025 \, h_c / h_b \tag{2.48}$$

em que:

h_b – é a altura da viga;

h_c – é a altura do pilar;

4. em ligações soldadas em que o painel de alma não seja enrijecido (por via de cutelos) e que seja dimensionada de acordo com as regras da parte 1.8 do Eurocódigo 3, pode-se assumir que tem uma capacidade de rotação Φ_{Cd} mínima de pelo menos 0.015 radianos.

- Como alternativa às expressões anteriores, a capacidade de rotação não precisa de ser verificada desde que o momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$ seja 1.2 vezes superior ao momento resistente plástico $M_{pl,Rd}$ do elemento ligado.

Na presente dissertação, para a realização do estudo paramétrico, foram utilizadas apenas ligações aparafusadas: ligação de chapa de topo estendida, ligação de cantoneiras de banzo e ligação de cantoneiras de banzo e alma. Como foram feitas análises elasto-plásticas, houve necessidade de verificar a capacidade de rotação de cada ligação. Para tal a escolha do diâmetro do parafuso em função da espessura da chapa de topo/cantoneira/banzo do pilar, conduziu à elaboração do seguinte quadro, baseado na expressão (2.47) do Eurocódigo 3. Esta tabela pode ser usada como um ponto de partida para o dimensionamento da ligação. Num caso concreto, imagine-se uma ligação de chapa de topo resistente a momentos flectores. A espessura da chapa, em principio, nunca será inferior à do banzo pilar e, admitindo uma espessura para a chapa de topo pode-se consultar a tabela para saber qual o diâmetro dos parafusos que terão de ser usados por forma que a ligação seja dúctil, cumprindo os requisitos da equação (2.47) do código. Apenas haverá que ter em atenção às várias classes de materiais escolhidas para os vários elementos de ligação: parafusos, chapas e perfis.

d (mm)	f_{ub} = 800 MPa			f_{ub} = 1000 MPa			f_{ub} = 1200 MPa		
	f_y = 235 (MPa)	f_y = 275 (MPa)	f_y = 355 (MPa)	f_y = 235 (MPa)	f_y = 275 (MPa)	f_y = 355 (MPa)	f_y = 235 (MPa)	f_y = 275 (MPa)	f_y = 355 (MPa)
10	6,6	6,1	5,4	7,4	6,9	6,0	8,1	7,5	6,6
12	8,0	7,4	6,5	8,9	8,2	7,3	9,8	9,0	7,9
14	9,3	8,6	7,6	10,4	9,6	8,5	11,4	10,5	9,3
16	10,6	9,8	8,6	11,9	11,0	9,7	13,0	12,0	10,6
18	12,0	11,1	9,7	13,4	12,4	10,9	14,6	13,5	11,9
20	13,3	12,3	10,8	14,9	13,7	12,1	16,3	15,0	13,2
22	14,6	13,5	11,9	16,3	15,1	13,3	17,9	16,5	14,6
24	15,9	14,7	13,0	17,8	16,5	14,5	19,5	18,0	15,9
27	17,9	16,6	14,6	20,1	18,5	16,3	22,0	20,3	17,9
30	19,9	18,4	16,2	22,3	20,6	18,1	24,4	22,6	19,9
33	21,9	20,3	17,8	24,5	22,7	19,9	26,8	24,8	21,8
36	23,9	22,1	19,5	26,7	24,7	21,8	29,3	27,1	23,8
39	25,9	23,9	21,1	29,0	26,8	23,6	31,7	29,3	25,8
42	27,9	25,8	22,7	31,2	28,8	25,4	34,2	31,6	27,8
45	29,9	27,6	24,3	33,4	30,9	27,2	36,6	33,8	29,8

Tabela 2.1 – Espessura máxima da chapa de topo, banzo do pilar ou cantoneira de ligação para assegurar uma capacidade de rotação adequada, em função do diâmetro do parafuso e das classes dos materiais de acordo com o EC3 – parte 1.8.

2.6.3 Análise, classificação e modelação

A parte 1.8 do Eurocódigo 3 refere que os efeitos do comportamento das ligações na distribuição interna das forças e dos momentos numa estrutura e consequentes deslocamentos, devem ser tidos em consideração, mas estes efeitos são geralmente pequenos e podem ser desprezados. Para identificar se estes efeitos são ou não desprezáveis, é necessário distinguir três modelos simplificados para as ligações:

- modelos simples, nos quais se assume que a ligação não transmite momentos flectores;
- modelos contínuos, em que o comportamento da ligação não ter qualquer influência na análise;
- modelos semi-contínuos, em que o comportamento da ligação deve ser englobado na análise da estrutura.

O tipo de modelo apropriado deve ser determinado pela Tabela 2.2, dependendo da classificação da ligação e do método escolhido para a análise da estrutura.

A curva característica momento-rotação de uma ligação pode ser simplificada, desde que se adopte uma curva apropriada (incluindo a aproximação linear, bilinear, trilinear, etc.) e desde que a curva de aproximação se situe na zona inferior da curva característica momento-rotação.

Este ponto é importante porque permite utilizar qualquer uma das formulações matemáticas presentes no capítulo 2, desde que levem a resultados conservativos face à curva característica momento-rotação fornecida pelo Eurocódigo 3.

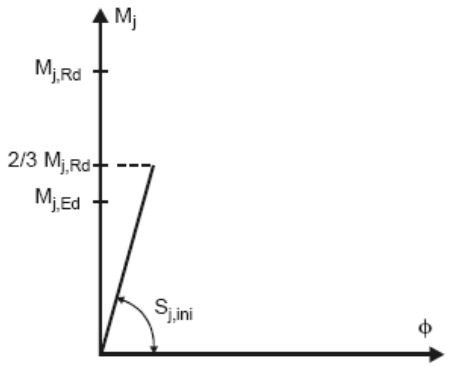
Método de análise global da estrutura	**Classificação da ligação**		
Elástico	Rotulada	Rígida	Semi-rígida
Rígido-Plástico	Rotulada	Resistência total	Resistência parcial
Elasto-Plástico	Rotulada	Rígida e de Resistência total	Semi-rígida e resistência parcial Semi-rígida e resistência total Rígida e resistência parcial
Tipo de modelo da ligação	**Simples**	**Contínuo**	**Semi-contínuo**

Tabela 2.2 – Tipos de modelo das ligações (EC3 – parte 1.8).

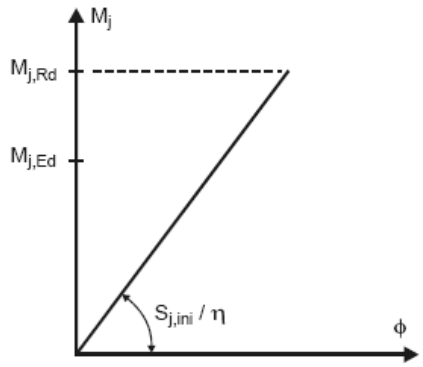
Análise Global Elástica

As ligações devem ser classificadas de acordo com a sua rigidez inicial. Estas devem ter uma resistência suficiente para resistir aos esforços provenientes da análise global. No caso de uma ligação semi-rígida, a rigidez rotacional S_j correspondente ao momento flector $M_{j,Ed}$, deve ser utilizada na análise global. Se $M_{j,Ed}$ não exceder 2/3 $M_{j,Rd}$ a rigidez de rotação inicial $S_{j,ini}$ pode ser utilizada na análise global (Figura 2.31-a)).

Como simplificação à regra dos 2/3 $M_{j,Rd}$, a rigidez rotacional pode ser tomada igual a $S_{j,ini}/\eta$ para a análise global, sendo válida para todos os valores do momento flector , como ilustrado na Figura 2.31-b), onde η é o coeficiente de modificação da rigidez (Tabela 2.3).



a) $M_{j,Ed} \leq 2/3\ M_{j,Rd}$



b) $M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$

Figura 2.31 – Rigidez rotacional a ser usada em análises globais elásticas (EC3 – parte 1.8).

Tipo de Ligação	Ligações viga-pilar	Outros tipos de ligações (viga-viga, bases de pilares)
Soldadas	2	3
Chapa de topo aparafusada	2	3
Cantoneiras de banzo aparafusadas	2	3.5
Bases de pilares	-	3

Tabela 2.3 – Coeficiente de modificação da rigidez η (EC3 – parte 1.8).

Análise Global Rígido-Plástica

As ligações devem ser classificadas de acordo com a sua resistência. A capacidade de rotação das ligações deve ser suficiente para acomodar as rotações exigidas por uma análise plástica.

Análise Global Elasto-Plástica

As ligações devem ser classificadas de acordo com a rigidez e com a resistência. Serão incorporadas na análise global curvas momento-rotação características e deverão ser verificadas as capacidades de rotação das ligações.

Como simplificação, pode ser utilizada uma lei momento-rotação característica bilinear (Figura 2.32). O coeficiente de modificação η deve ser obtido pela Tabela 2.3.

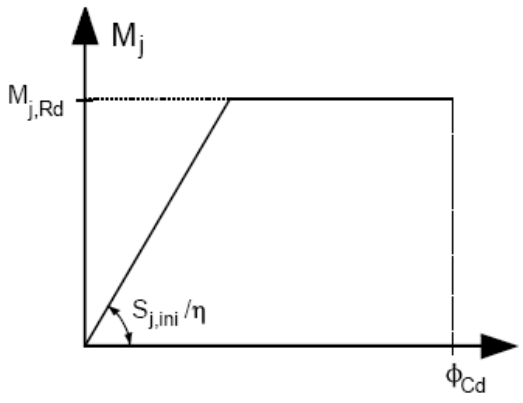


Figura 2.32 – Curva momento-rotação característica simplificada (EC3 – parte 1.8).

Classificação das Ligações

As ligações devem ser classificadas de acordo com a sua rigidez e de acordo com a sua resistência.

Classificação através da rigidez

Uma ligação pode ser classificada como rígida, rotulada ou semi-rígida de acordo com a sua rigidez rotacional, comparando a rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ com os limites de classificação.

Uma ligação classificada como rotulada deve ser capaz de transmitir as forças internas, sem desenvolver momentos significativos que podem adversamente afectar elementos ou a estrutura como um todo. Este tipo de ligação deve ser capaz de acomodar as rotações provenientes das acções de cálculo.

As ligações são classificadas como rígidas, porque se assume que têm uma rigidez rotacional elevada o que justifica uma análise de continuidade total.

Todas as ligações que não possam ser classificadas como rotuladas ou como rígidas devem ser classificadas como semi-rígidas.

Os limites de classificação da rigidez das ligações viga-pilar são definidos por zonas:

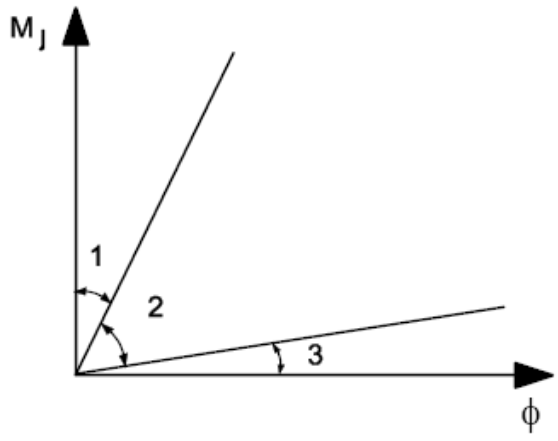


Figura 2.33 – Classificação de ligações através da rigidez (EC3 – parte 1.8).

em que:

- Zona 1 – rígida, se $S_{j,ini} \geq k_b E I_b / L_b$

Onde:

k_b = 8 em pórticos em que o sistema de contraventamento reduza o deslocamento horizontal em pelo menos 80%;

k_b = 25 para os outros pórticos, desde que em cada andar $K_b / K_c \geq 0.1$ *)

- Zona 2 – semi-rígida

Todas as ligações que entrem na zona 2 são classificadas como semi-rígidas. Ligações da zona 1 ou 3 podem ser tratadas como semi-rígidas.

- Zona 3 – rotulada, se $S_{j,ini} \leq 0.5\ E\ I_b / L_b$

*) Em pórticos onde $K_b / K_c < 0.1$ as ligações devem ser classificadas como semi-rígidas.

K_b é o valor médio de I_b / L_b para todas as vigas do andar;

K_c é o valor médio de I_c / L_c para todos os pilares desse abaixo do andar;

I_b é o momento de inércia da viga;

I_c é o momento de inércia do pilar;

L_b é o vão da viga medido ao eixo dos pilares;

L_c é a altura do pilar.

Classificação através da resistência

Uma ligação pode ser classificada de resistência total, rotulada ou de resistência parcial comparando a resistência de cálculo $M_{j,Rd}$ com a resistência de cálculo dos elementos que estão ligados.

Uma ligação rotulada deve ser capaz de transmitir as forças internas, sem desenvolver momentos significativos que possam adversamente afectar alguns elementos ou a estrutura como um todo. Este tipo de ligação deve ser capaz de acomodar as rotações resultantes da aplicação das acções de cálculo. A ligação pode ser classificada como rotulada, em termos de resistência, se o momento resistente de cálculo da ligação $M_{j,Rd}$ não for superior a 0.25 vezes o momento resistente requerido para a ligação ser de resistência total, desde que possua uma capacidade de rotação suficiente.

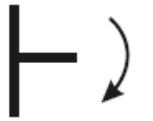
Uma ligação pode ser classificada de resistência total se o momento resistente de cálculo da ligação for superior ao momento resistente de cálculo dos elementos ligados (viga ou o pilar). Se a ligação cumprir os requisitos da seguinte figura, pode ser classificada como sendo de resistência total.

a) Pilar de topo:



$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ ou $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$

b) Pilar intermédio:



$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ ou $M_{j,Rd} \geq 2\, M_{c,pl,Rd}$

onde:

$M_{b,pl,Rd}$ é o momento resistente plástico da viga;

$M_{c,pl,Rd}$ é o momento resistente plástico do pilar.

Figura 2.34 – Classificação de ligações através da resistência (EC3 – parte 1.8).

Todas as ligações que não tenham sido classificadas de rotuladas ou de resistência total devem ser classificadas de ligações de resistência parcial.

Modelação de ligações viga-pilar

Para modelar o comportamento de uma ligação, deve ser considerada a deformação por corte do painel da alma do pilar e as deformações rotacionais das zonas de ligação.

Os vários tipos de configuração de uma ligação devem ser dimensionados para resistir aos momentos flectores internos $M_{b1,Ed}$ e $M_{b2,Ed}$, forças axiais $N_{b1,Ed}$ e $N_{b2,Ed}$ e forças de corte $V_{b1,Ed}$ e $V_{b2,Ed}$ aplicadas às zonas de ligação pelos elementos ligados (Figura 2.37). No entanto, no âmbito do presente trabalho as forças axiais $N_{b1,Ed}$ e $N_{b2,Ed}$ não serão consideradas. Na maior parte dos pórticos os esforços axiais são baixos ($N_{b1,Ed}$ e $N_{b2,Ed} \leq 0.05\ N_{b,pl,Rd}$) e a sua influência no comportamento rotacional da ligação é desprezável.

A força resultante de corte $V_{wp,Ed}$ no painel de alma deve ser obtida por:

$$V_{wp,Ed} = \left(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}\right) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2 \qquad (2.49)$$

onde:

z é o braço das forças.

Para modelar uma ligação de uma forma mais exacta, o painel de alma em corte e cada uma das zonas de ligação devem ser modeladas separadamente, tendo em consideração os momentos internos e as forças nos elementos, actuantes na periferia do painel de alma (Figura 2.37 a) e Figura 2.38). Para este efeito podem ser utilizados modelos de tesoura ou o modelo de Krawinkler, que não estão previstos no Eurocódigo 3.

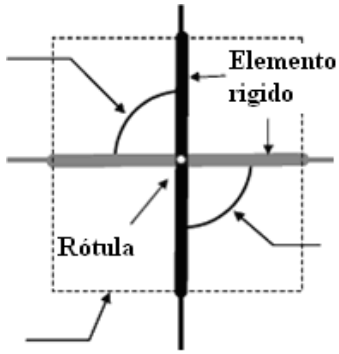


Figura 2.35 – Modelo de tesoura.

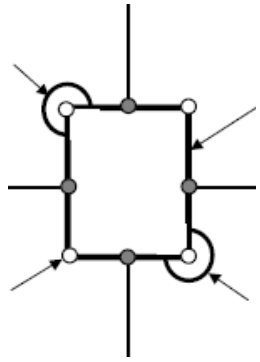


Figura 2.36 – Modelo de Krawinckler.

Uma forma simplificada e alternativa às anteriores, preconizada no Eurocódigo 3, modela as ligações viga-pilar unilaterais com recurso a um único nó de ligação e as ligações viga-pilar bilaterais com recurso a dois nós separados mas que interagem, um em cada lado do eixo do pilar. Como consequência uma ligação bilateral tem duas curvas momento-rotação características, uma para o lado esquerdo e outra para o lado direito.

Numa ligação viga-pilar bilateral, cada lado deve ser modelado como uma mola rotacional separada, ver Figura 2.39, no qual cada mola tem uma curva momento-rotação característica que tem em consideração o comportamento do painel de alma do pilar ao corte bem como a influência da zona de ligação.

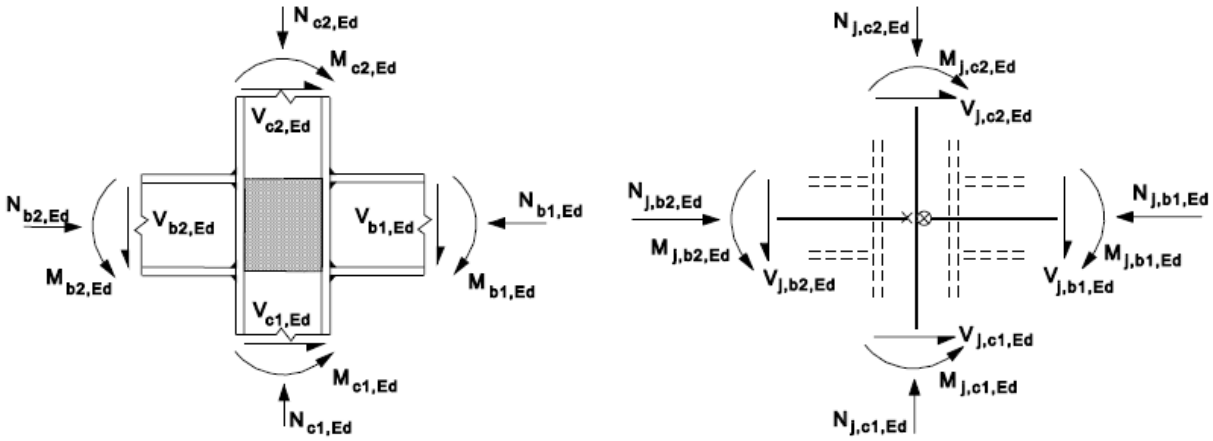
A determinação da resistência e rigidez rotacional da ligação para cada um dos lados, deve ser feita tendo em consideração a possível influência do painel de alma ao corte através dos parâmetros de transformação β_1 e β_2, onde:

β_1 é o parâmetro de transformação para o lado direito da ligação;

β_2 é o parâmetro de transformação para o lado esquerdo da ligação.

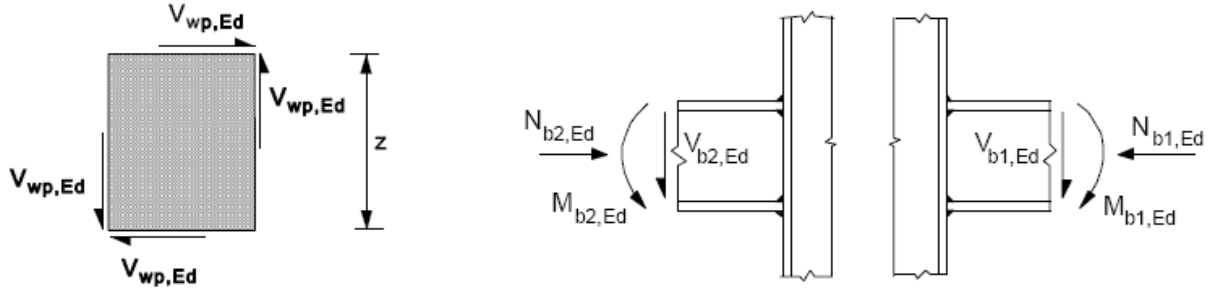
NOTA: Os valores de β_1 e β_2 são usados directamente nas expressões para determinar a resistência e a rigidez rotacional das ligações em função dos esforços actuantes na ligação.

Valores apropriados para β_1 e β_2 baseados nos valores dos momentos flectores das vigas $M_{b1,Ed}$ e $M_{b2,Ed}$ na periferia do painel de alma ao corte (Figura 2.37 a)), podem ser obtidos na Tabela 2.4.



a) valores na periferia do painel b) valores na intersecção das linhas de eixo.

Figura 2.37 – Forças e momentos que actuam na ligação (EC3 – parte 1.8).



a) forças de corte no painel de alma b) zonas de ligação com forças e momentos nas vigas.

Figura 2.38 – Forças e momentos que actuam no painel de alma nas zonas de ligação (EC3 – parte 1.8).



a) ligação unilateral b) ligação bilateral.

1 – ligação

2 – ligação 2: lado esquerdo

3 – ligação 1: lado direito

Figura 2.39 – Modelação da ligação (EC3 – parte 1.8).

Como alternativa aos valores da tabela Tabela 2.4, valores mais precisos do parâmetro de transformação β_1 e β_2, baseados nos momentos flectores das vigas $M_{j,b1,Ed}$ e $M_{j,b2,Ed}$ nas intersecções dos eixos dos elementos, podem ser obtidos pelo modelo das Figura 2.37 b) cujas expressões são:

$$\beta_1 = \left|1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed}\right| \leq 2 \tag{2.50}$$

$$\beta_2 = \left|1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed}\right| \leq 2 \tag{2.51}$$

onde:

$M_{j,b1,Ed}$ é o momento na intersecção no lado direito da ligação;

$M_{j,b2,Ed}$ é o momento na intersecção no lado esquerdo da ligação.

No caso de ligações bilaterais não enrijecidas, nas quais as alturas das vigas a ligar não sejam iguais, a actual distribuição de tensões na alma do pilar deve ser tida em consideração aquando da determinação do momento resistente de cálculo.

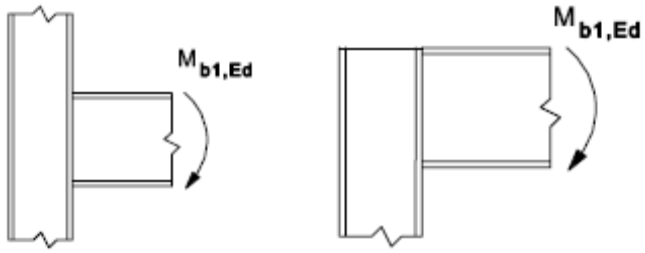
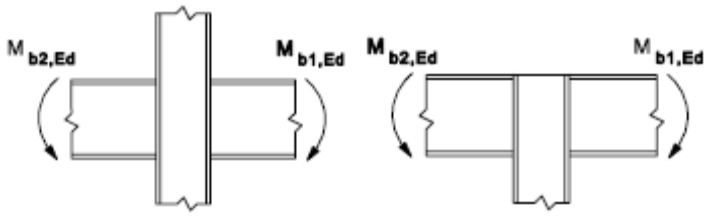
Tipo de ligação	**Acção**	**Valor de β**
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) Neste caso o valor de β é exacto e não uma aproximação.		

Tabela 2.4 – Valores aproximados para o coeficiente de transformação β (EC3 - parte 1.8).

3 ESTUDO DAS LIGAÇÕES A UTILIZAR NOS PÓRTICOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

3.1 INTRODUÇÃO

Após a introdução das ligações semi-rígidas, através do método das componentes, passando em revista algumas das formas matemáticas possíveis de representar a curva momento-rotação e olhando para a nova regulamentação europeia que já contempla o caso das ligações semi-rígidas, é altura de começar a introduzir o estudo paramétrico.

Essencialmente o estudo paramétrico recaiu sobre dois pórticos que são muito utilizados na construção corrente: um pórtico com desenvolvimento em planta, designado por pórtico 1, e um pórtico com desenvolvimento em altura, designado por pórtico 2. Ambos os pórticos foram sujeitos a duas combinações de acções estáticas: a primeira combinação combina somente cargas verticais enquanto que a segunda combina acções verticais e acções horizontais. Foram estudadas todas as ligações viga-pilar presentes nos pórticos e foram utilizadas ligações aparafusadas de chapa de topo estendida, cantoneiras de banzos e cantoneiras de banzos e alma. As ligações às sapatas de fundação foram modeladas como rígidas.

3.2 PÓRTICO 1

3.2.1 Generalidades

O primeiro pórtico é constituído por dois pisos com três metros de altura entre eixos de cada andar e por seis vãos de cinco metros. Na sua geometria foi incluída a imperfeição vertical inicial, prevista no EC3 e cujo valor para este pórtico vale $\varphi = 1/325$.

Para dimensionar as secções do pórtico, para posteriormente se correrem as análises do estudo paramétrico, foi feita uma análise elástica introduzindo as acções verticais e horizontais, considerando que os pórticos estão afastados de 5m entre si:

- carga permanente – $g_k = 6.0$ kN/m^2;

- sobrecarga – $q_k = 3.0$ kN/m^2 ($\psi_1 = 0.6$, $\psi_2 = 0.4$);
- vento – $w_k = 0.7$ kN/m^2.

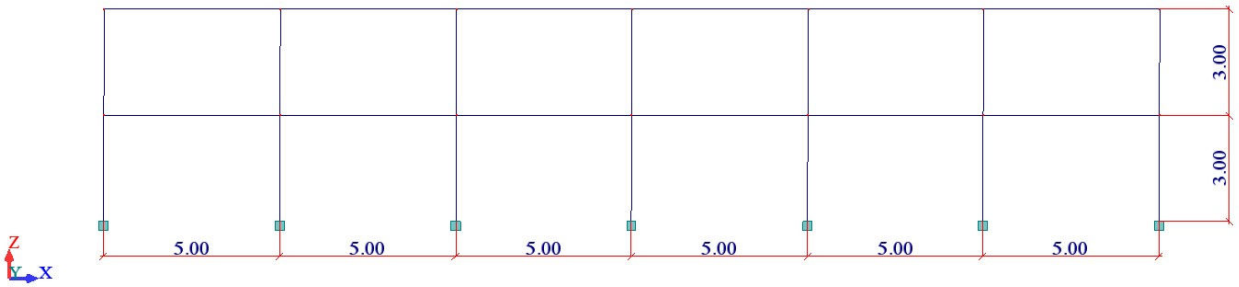


Figura 3.1 – Alçado do pórtico 1.

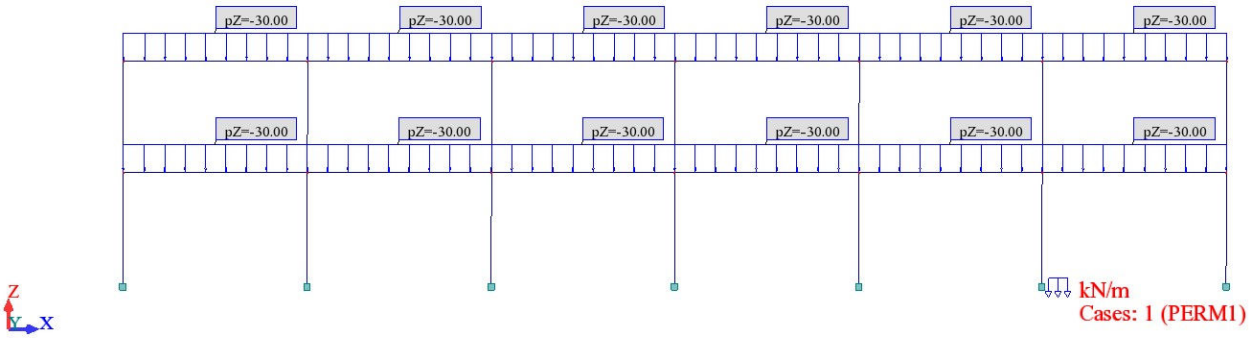


Figura 3.2 – Cargas permanentes aplicadas ao pórtico 1.

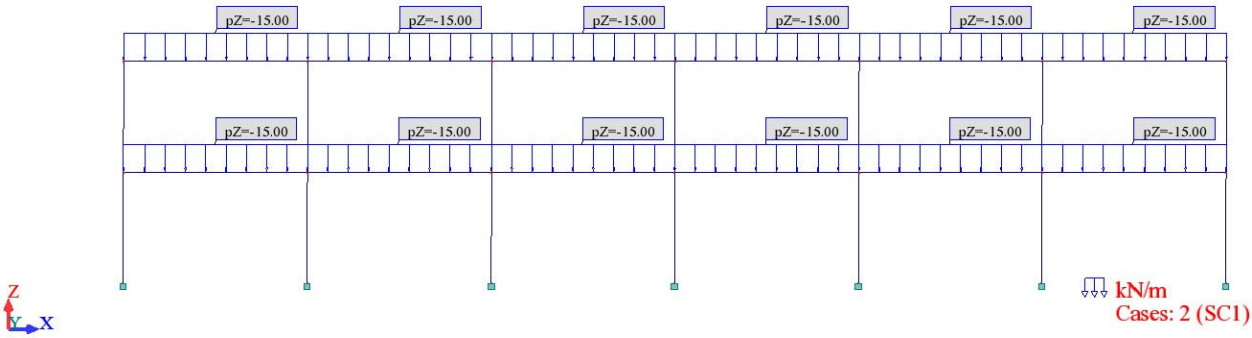


Figura 3.3 – Sobrecargas aplicadas ao pórtico 1.

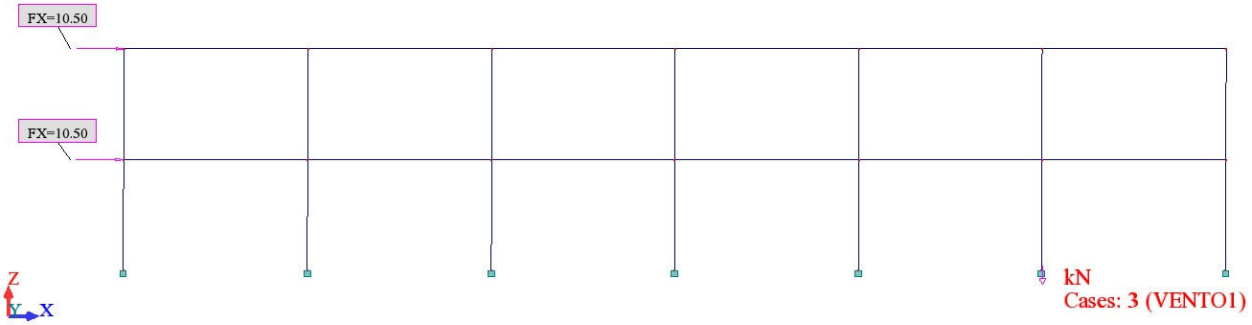


Figura 3.4 – Acções horizontais (vento) aplicadas ao pórtico 1.

As combinações de acções utilizadas foram:

Estado Limite Último (ELU):

1.35 Gk + 1.50 Qk

1.35 Gk + 1.50 (Wk + ψ_2 Qk)

Estado Limite de Serviço (ELS):

1.00 Gk + 1.00 Qk

1.00 Gk + 1.00 Wk + ψ_2 Qk

O dimensionamento do pórtico foi feito de forma a cumprir os ELU e os ELS, considerando as ligações viga pilar articuladas. Em ELS foram verificadas as flechas em vigas ($\delta_v \leq L/250$), os deslocamentos horizontais no topo do edifício ($\delta_H \leq H/500$) e o deslocamento interpisos ($\delta_h \leq h/300$). Em ELU foram verificadas as fórmulas de resistência do EC3, considerando a estrutura de nós fixos, sendo ignorados os efeitos da encurvadura lateral.

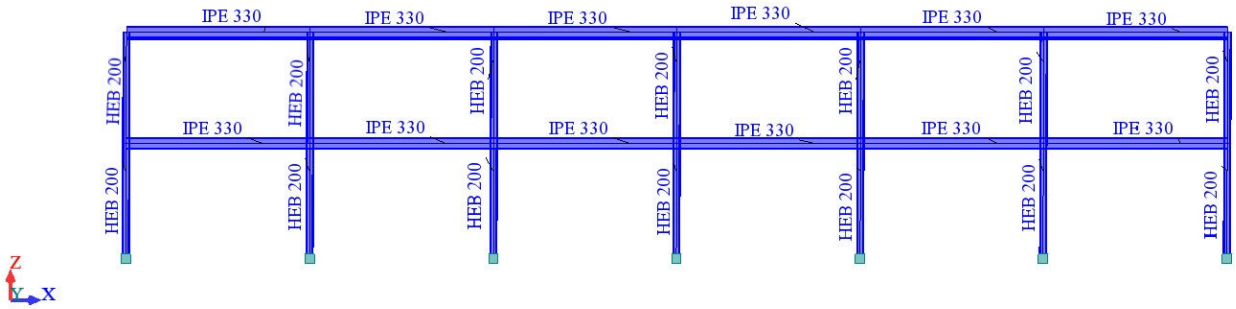


Figura 3.5 – Alçado do pórtico 1 com as secções reais – pilares HEB200 e vigas IPE330 (S275).

Todas as secções dos pórticos são dimensionadas para a classe de aço S275 e são todas pertencentes à classe 1. Como o estudo paramétrico dos pórticos é feito através de uma análise que contempla o espalhamento da plasticidade nos elementos, as secções têm que ser obrigatoriamente da classe 1 por são as únicas que permitem a formação de rótulas plásticas, com rotações elevadas e sem encurvarem localmente.

3.2.2 Ligações do pórtico 1

Após o dimensionamento do pórtico, admitindo que as ligações viga-pilar são rotuladas, estudaram-se pelo método das componentes, outros tipos de ligação. Na escolha dos tipos de ligações semi-rígidas a estudar, foi dado ênfase aos seguintes critérios:

- economia dos trabalhos em fábrica;
- tempo de execução em obra.

A estrutura metálica apresenta diversas vantagens em relação à tradicional construção em betão armado. Sem dúvida que a ligeireza e a esbeltez da construção metálica ganha pontos na escolha dos arquitectos, mas para o dono de obra o prazo de execução de uma estrutura é muitas vezes fundamental. Para alcançar o objectivo de diminuir o tempo de construção de uma estrutura metálica, as ligações entre elementos desempenham um papel crucial.

Seguindo este principio são de evitar as soldaduras em obra, porque são demoradas de executar e não podem ser feitas em condições atmosféricas adversas, ou seja, tem que haver sempre um ambiente protegido para que as soldaduras não apresentem defeitos. Já em fábrica existem as condições ideais para a execução dos trabalhos de soldadura: para além do ambiente protegido, as soldaduras são executadas sempre no solo e não a dezenas de metros de altura. Em fábrica por vezes existem máquinas automáticas que se forem bem calibradas executam as soldaduras de uma forma muito boa e em série.

Em obra devem ser executadas ligações aparafusadas, visto que, apenas é necessário alinhar as peças e apertar os parafusos da ligação. É sem dúvida um trabalho mais limpo e rápido e que não necessita de nenhuma fiscalização, à excepção das ligações pré-esforçadas em que o aperto dos parafusos tem de ser verificado.

Em suma, a construção metálica do presente e do futuro, leva o máximo das soldaduras a executar para a fábrica, evitando as soldaduras em obra onde as ligações aparafusadas são por todos os motivos as preferidas. No entanto como a mão-de-obra tende a encarecer, mesmo as soldaduras em fábrica perdem terreno, motivo pelo qual são cada vez mais utilizadas ligações de cantoneiras, que podem ser aparafusadas tanto ao elemento de suporte como ao elemento suportado. Por estas razões, as ligações estudadas são ligações aparafusadas de chapa de topo estendida, cantoneiras de banzo e cantoneiras de banzo e alma.

Para o pórtico em análise, é necessário definir quantas ligações poderão ser alvo de estudo. O pórtico apresenta quatro tipos de ligação distintos, que dependem apenas da localização das ligações no pórtico:

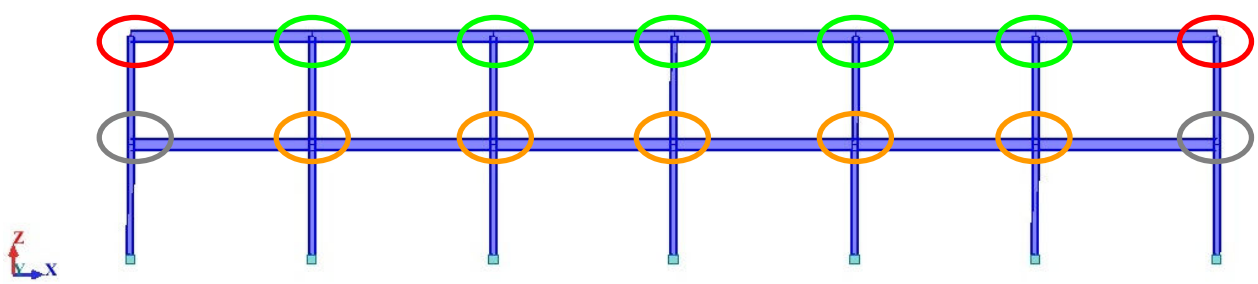


Figura 3.6 – Alçado do pórtico 1 com as diferentes ligações viga-pilar assinaladas.

A cinza são as ligações do piso 1 unilaterais, a laranja são as ligações do piso 1 bilaterais, a vermelho são as ligações do piso 2 unilaterais e a verde são as ligações do piso 2 bilaterais.

Segundo o EC3 as diferentes ligações deste pórtico têm valores diferentes do parâmetro de transformação β, ou seja, para as ligações unilaterais (a cinza e vermelho) $\beta = 1$ e para as ligações bilaterais β é calculado pelas expressões (2.50) e (2.51). Sendo assim o parâmetro β vai ser alvo de um estudo que reflicta no comportamento da ligação, em termos de resistência e rigidez, a variação deste parâmetro. É necessário notar que se β_1 for diferente de β_2 as ligações bilaterais (a verde e laranja) desmultiplicam-se para o dobro de ligações a estudar. Se β_1 e β_2 forem diferentes para cada n combinações de acções é necessário estudar n ligações com diferentes β porque ao variar o valor de β vai variar a rigidez e o momento resistente da ligação. Nas ligações unilaterais (a cinza e vermelho) $\beta = 1$, que pode ser visto com um caso particular das ligações bilaterais.

3.2.2.1 Ligação aparafusada de chapa de topo estendida

O primeiro tipo de ligação a ser estudado foi a ligação aparafusada com chapa de topo. O primeiro critério a ter em conta na escolha da ligação é a escolha do diâmetro dos parafusos em função da espessura da chapa de topo. Como a espessura do banzo do pilar HEB200 é 15mm, adoptou-se para a chapa de topo a espessura de 15mm e através da Tabela 2.1 adoptou-se o diâmetro de 24mm para parafusos da classe 8.8 (normalmente utilizados em construção corrente). É assim assegurada um capacidade de rotação adequada para a ligação, desde que o mecanismo de ruptura da ligação seja pela chapa de topo ou pelo banzo do pilar. Se o mecanismo de ruptura for o painel de alma do pilar este tem de cumprir $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$ pelo que também cumpre ($134/9 \leq 69*0.81 \Leftrightarrow 14.9 \leq 55.9$).

Ao nível da pormenorização construtiva, estudou-se uma pormenorização económica e segura, ou seja, são evitados os rigidificadores diagonais do painel de alma e as chapas de reforço do painel de alma. Este tipo de pormenorização (reforços diagonais) é de difícil execução em fábrica pelo que deve ser evitado. Foram elaborados ensaios numéricos com o painel de alma do pilar não reforçado, reforçado com cutelos de compressão e reforçado com cutelos de compressão e tracção (Figura 3.9) na continuidade dos banzos da viga. Não colocando rigidificadores são obtidos ganhos ao nível da aquisição de chapa, corte e soldadura da mesma, sendo o tempo de soldadura a parcela mais importante. Com cutelos de continuidade podem haver ganhos importantes de rigidez e resistência e também já foi provado por diversos

investigadores que se o painel de alma do pilar for bem concebido (não encurvar) pode ser uma zona importante de dissipação de energia sísmica. A ligação de chapa de topo estendida apresenta a seguinte configuração:

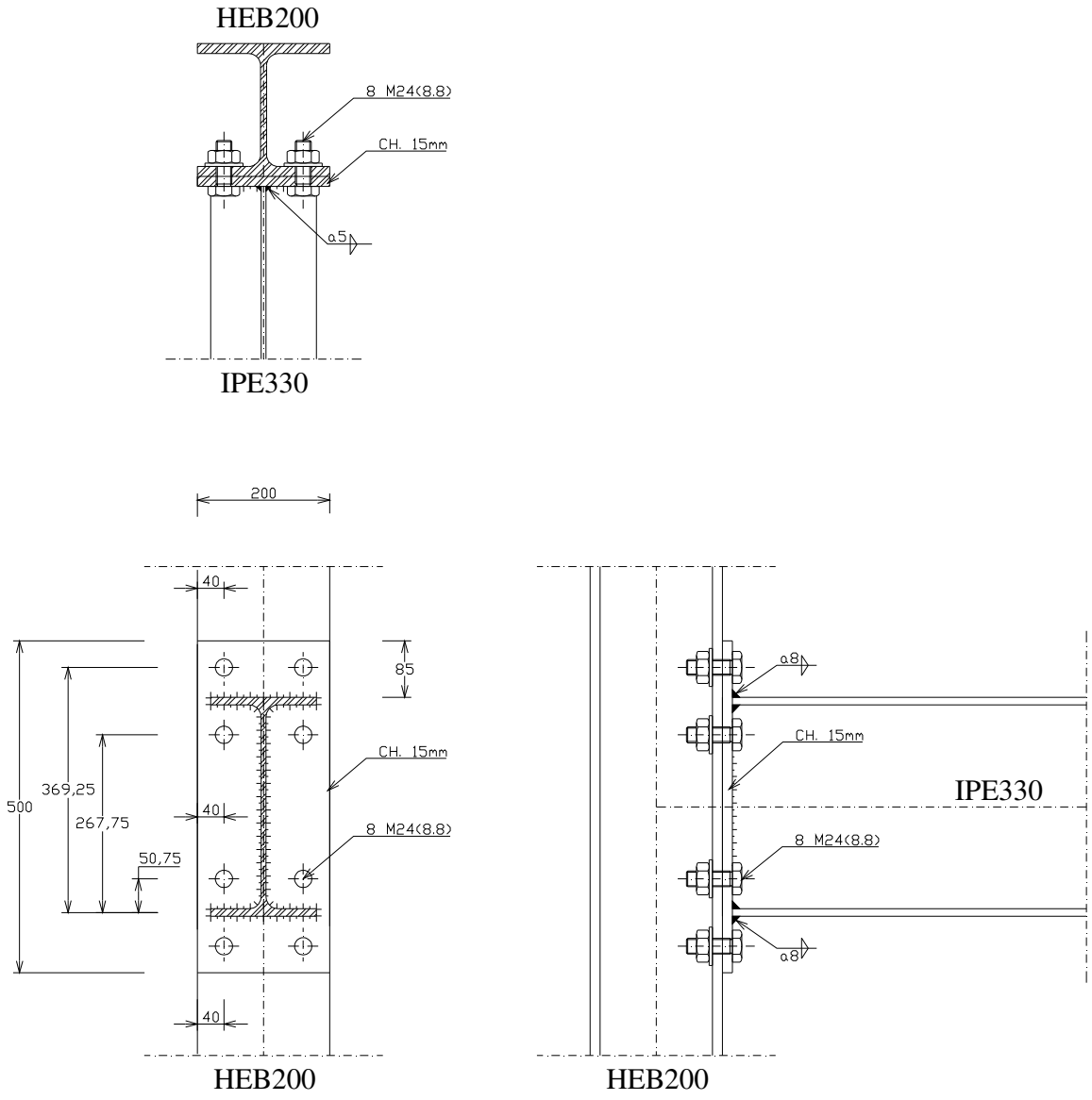


Figura 3.7 – Ligação tipo do pórtico 1 – chapa de topo estendida.

Ao não utilizar cutelos no pilar, existem dois componentes da ligação que sofrem de estado plano de tensão: alma do pilar em tracção – cwt e alma do pilar em compressão – cwc. As forças que induzem este estado plano de tensão são o esforço axial e o momento flector do pilar (provocam tensões com a direcção vertical) e os esforços locais provenientes dos banzos da viga (provocam tensões com a direcção horizontal). Sendo assim, as resistências destes dois componentes da ligação, são susceptíveis de sofrer alteração consoante os esforços instalado no pilar, o que sugere um processo iterativo da resistência destes componentes com as acções do

pórtico, tal como acontece com o parâmetro β. No entanto o Eurocódigo 3 simplifica a questão e diz que se a tensão vertical junto ao raio do pilar for inferior a $0.7f_y$ a resistência do componente da alma do pilar em compressão não se altera. Se a tensão for superior a $0.7f_y$, a resistência do componente é diminuída de um factor k_{wc}. No entanto para o componente painel de alma à tracção nenhuma referência é feita acerca da interacção com a tensão vertical.

No presente trabalho, a formulação adoptada para o método das componentes (Faella, Piluso e Rizzano, 2000) tem em conta o estado plano de tensão que estes dois componentes estão sujeitos, através do critério de cedência de von Mises.

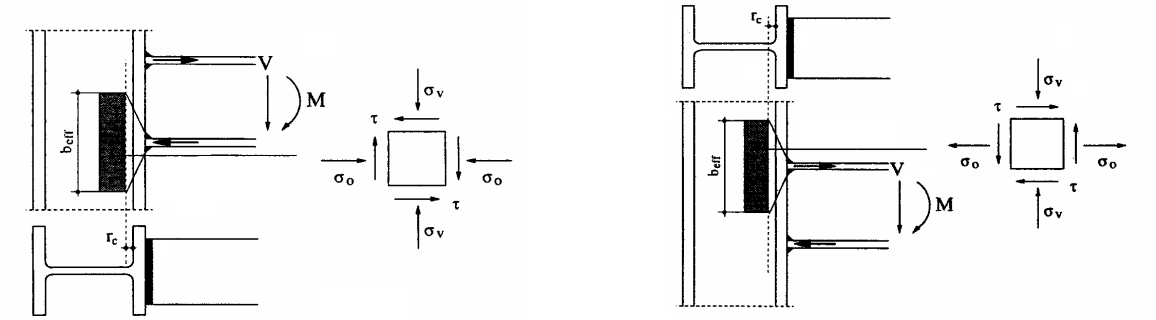
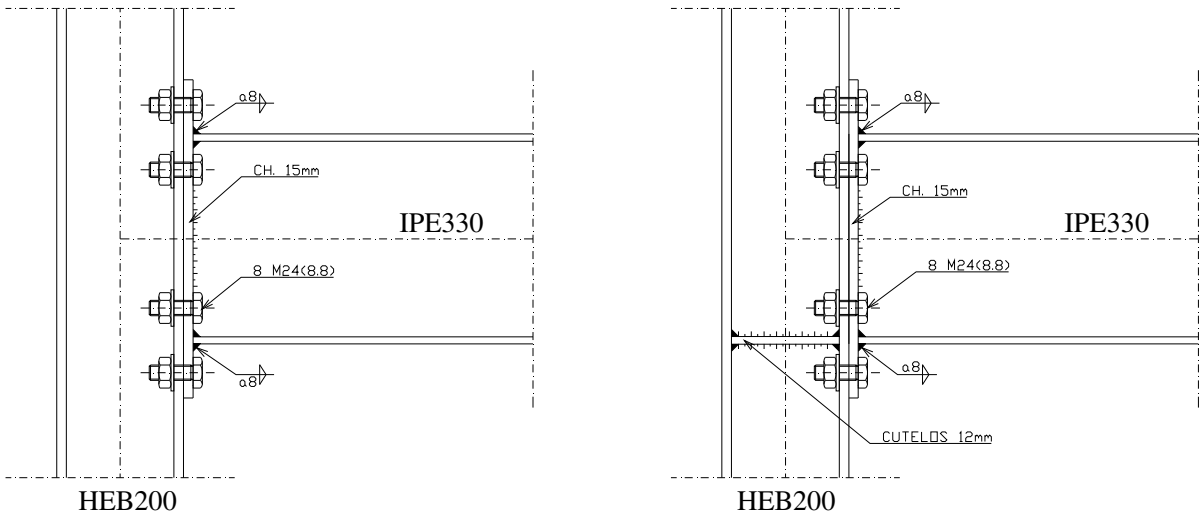


Figura 3.8 – Alma do pilar em compressão (cwc) e alma do pilar em tracção (cwt).

Para o estudo paramétrico deste tipo de ligação, estudaram-se três situações, em que duas prevêem o reforço do painel de alma do pilar: sem cutelos, apenas com cutelos de compressão e com cutelos de compressão e tracção, conforme a seguinte figura.



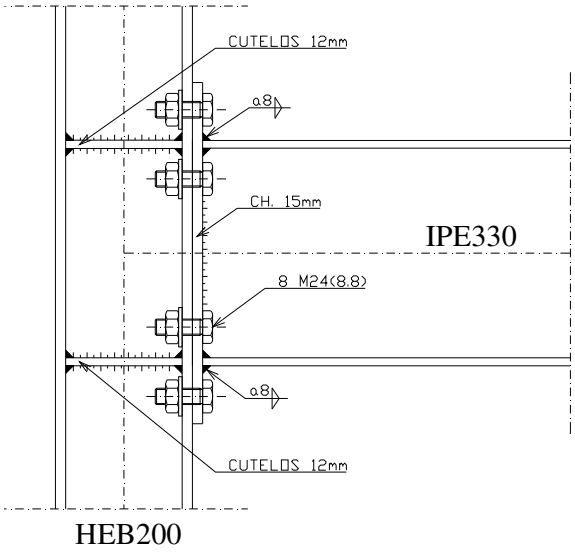


Figura 3.9 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar.

Nestes três diferentes tipos de ligação, em que a única variação é o reforço da zona do painel de alma do pilar, calcularam-se as propriedades da ligação fazendo a variação de alguns parâmetros. Fez-se variar o parâmetro β ($\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$) e fez-se variar a tensão vertical no pilar, junto ao raio ($\sigma_v = 0$, $\sigma_v = 0.20f_y$, $\sigma_v = 0.40f_y$, $\sigma_v = 0.60f_y$, $\sigma_v = 0.80f_y$ e $\sigma_v = 1.00f_y$). Elaboram-se os seguintes gráficos que relacionam o momento resistente da ligação e a rigidez inicial, com os parâmetros acima mencionados:

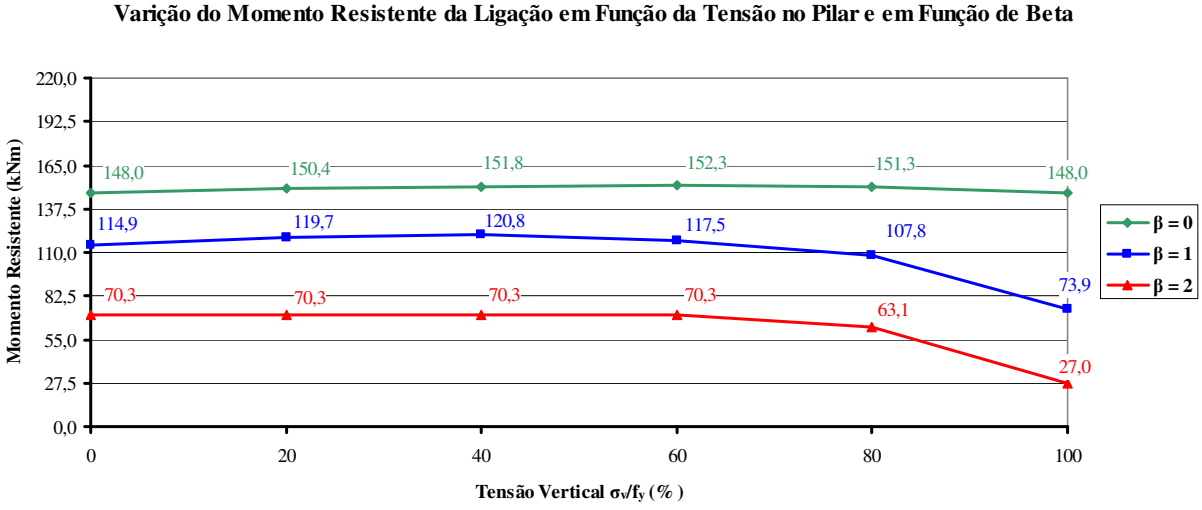


Gráfico 3.1 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade.

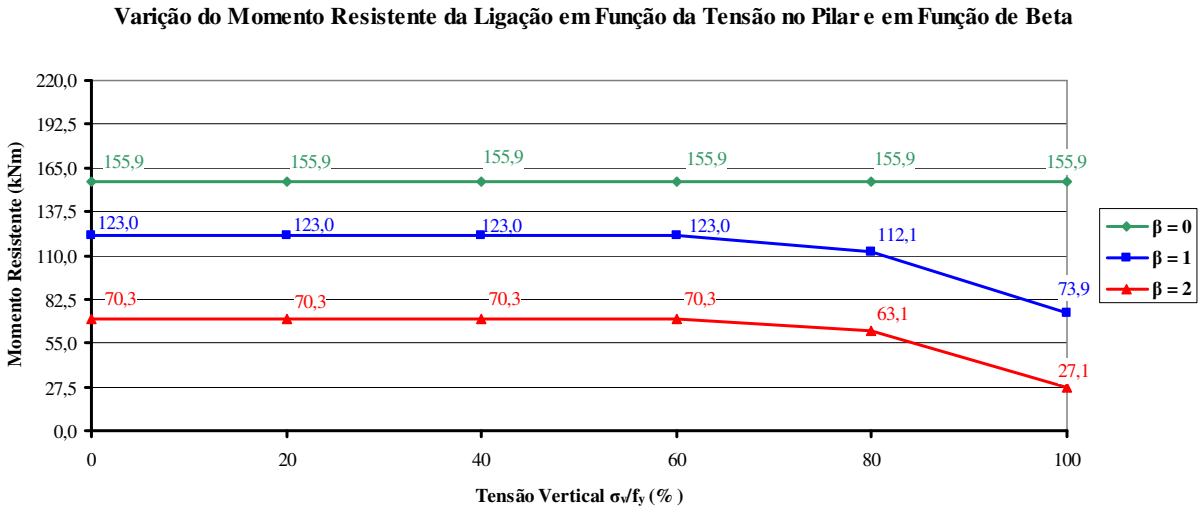


Gráfico 3.2 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

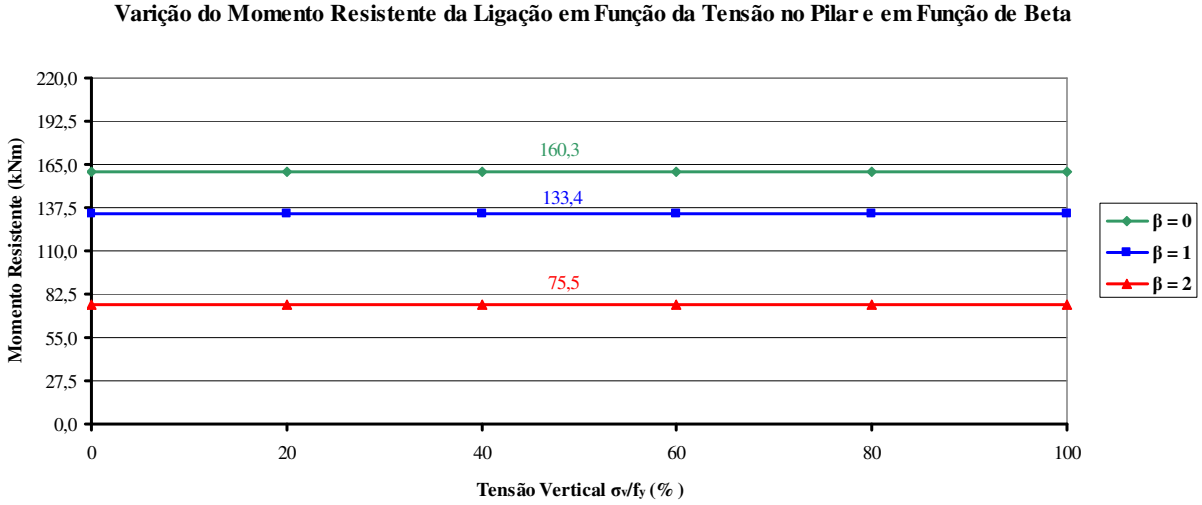


Gráfico 3.3 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga.

Da leitura dos gráficos anteriores pode concluir-se que:

- no caso do pilar sem cutelos e comparando os dois primeiros gráficos, o componente que condiciona a resistência é a alma do pilar em compressão (cwc) para $\beta = 0$ e $\beta = 1$; para $\beta = 2$ é a alma do pilar em tracção (cwt) que condiciona a resistência e para uma tensão vertical igual a f_y a resistência da ligação também é condicionada pelo componente alma do pilar em tracção (cwt);
- para o pilar sem cutelos verifica-se que existem alguns ganhos de resistência devido à utilização do critério de von Mises, situação que não é contemplada no EC3;
- nota-se que para $\beta = 1$ e $\beta = 2$, nos casos em que a alma do pilar não está completamente travada com cutelos (Gráfico 3.1 e Gráfico 3.2), existe uma redução de resistência elevada quando a tensão vertical no pilar excede cerca de $0.7f_y$ que pode

representar uma redução no momento flector resistente até menos de metade, devido ao componente alma do pilar em tracção (cwt) – situação prevista no EC3;

- para tensões verticais no pilar, junto ao raio de curvatura, inferiores a $0.7f_y$ o uso de cutelos de continuidade não traz ganhos significativos de resistência, no entanto para tensões superiores a $0.7f_y$ os ganhos podem ser elevados para $\beta = 1$ e $\beta = 2$.
- com cutelos de continuidade não há que ter em conta a variação de tensão vertical no pilar porque esta é transmitida pela alma do pilar, enquanto que a tensão horizontal é transmitida pelos cutelos de continuidade à alma do pilar através de forças de corte, deixando de fazer sentido ter os componentes alma do pilar em tracção (cwt) e alma do pilar em compressão (cwc);
- de notar que existe uma quebra maior na resistência da ligação quando β varia entre o valor 1 e 2 do que quando β varia entre 0 e 1, para todas as situações de detalhe de cutelos na alma do pilar;
- no último caso em que a alma do pilar se encontra travada com cutelos de continuidade a resistência da ligação é condicionada por flexão da chapa de topo nas duas primeiras fiadas de parafusos e por compressão no banzo da viga para a última fiada de parafusos para $\beta = 0$, para $\beta > 1$ a resistência da ligação é condicionada por flexão da chapa de topo na 1ª fiada de parafusos e na 2ª e 3ª fiadas pelo painel de alma ao corte, pelo que o aumento da espessura da chapa de topo leva a maiores ganhos de resistência da ligação, notando-se mais esses ganhos para $\beta = 0$ do que para $\beta = 1$ ou $\beta = 2$, enquanto que o aumento do número de parafusos não possibilita maiores ganhos de resistência.

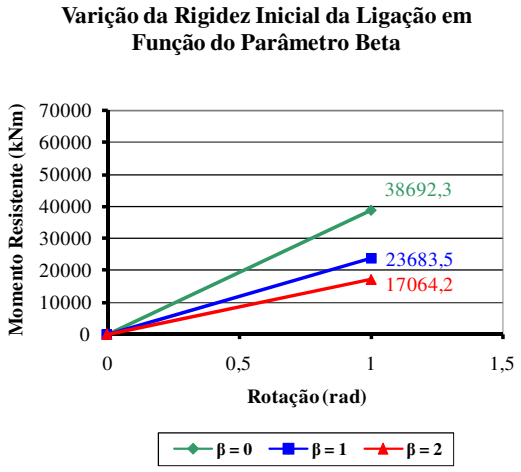


Gráfico 3.4 – Pilar sem cutelos de continuidade.

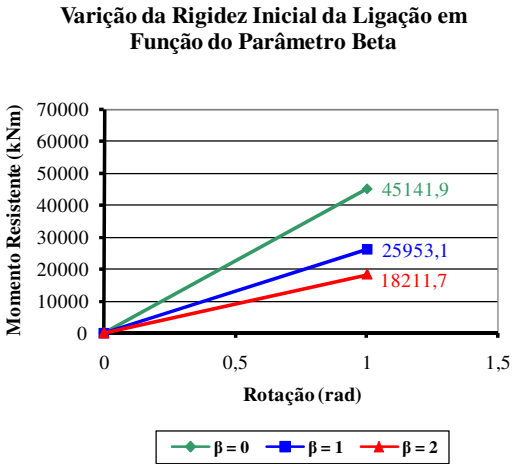


Gráfico 3.5 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

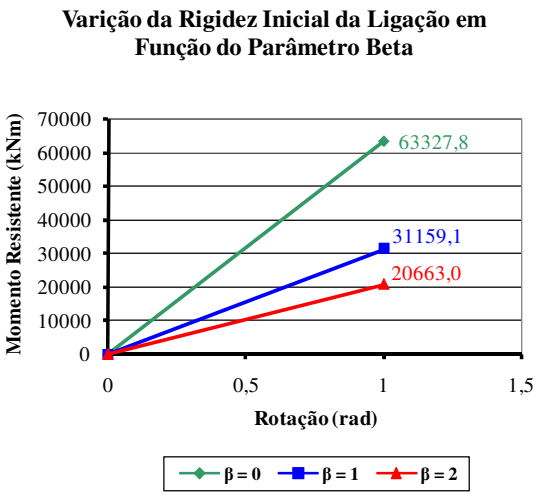


Gráfico 3.6 – Pilar com cutelos de continuidade.

A rigidez inicial da ligação não varia com a tensão vertical do pilar, ou seja, a rigidez dos componentes alma do pilar à tracção (cwt) e alma do pilar à compressão (cwc) não variam com as tensões verticais instaladas no pilar. Sendo assim só variam com o parâmetro β, tendo sido elaborados os gráficos 3.4 a 3.6.

Da análise dos gráficos de rigidez inicial conclui-se que:

- com o aumento do parâmetro β há uma diminuição efectiva da rigidez, que no caso do pilar com cutelos de continuidade pode descer a menos de 1/3;
- para $\beta = 0$ o uso de cutelos de continuidade representa um acréscimo de rigidez considerável, enquanto que para um valor de β maior o ganho de rigidez já não é tão grande;
- quando β varia entre 0 e 1 a perda de rigidez é muito maior do que quando β varia entre 1 e 2 (ao contrário do que acontece com a resistência da ligação).

Após a análise dos dois tipos de reforço a dar ao painel de alma do pilar é altura de escolher um para o estudo paramétrico do pórtico. O EC3, no ponto 6.2.6.2 (4) refere que é necessário impedir a encurvadura da zona comprimida da alma do pilar, conforme se ilustra na seguinte figura:

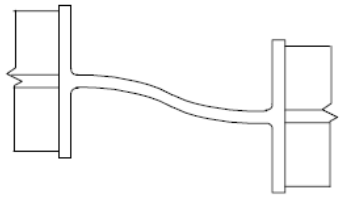


Figura 3.10 – Encurvadura na zona comprimida da alma do pilar (EC3 – parte 1.8).

Este modo de encurvadura não é contemplando no método das componentes. Assim se conclui que é necessário utilizar cutelos na zona comprimida. De outro ponto de vista, o da ductilidade da ligação, é necessário que a ruptura da ligação se dê por flexão dos banzos do pilar ou da chapa de topo ou pelo painel de alma ao corte, pelo que é necessário impedir que o componente mais fraco seja a compressão no painel de alma do pilar (cwt).

Em alguns casos os momentos podem não ser equilibrados e podem até ter o mesmo sentido em ambos os lados do pilar ($\beta = 2$). Neste caso pode haver compressão na zona superior do painel de alma pelo que é aconselhável colocar cutelos de continuidade também nessa zona. Apesar das tensões junto ao raio do pilar raramente excederem $0{,}7f_y$ em pórticos correntes, existe uma quebra grande na resistência devido ao componente alma do pilar em tracção (cwt) conforme ficou provado no Gráfico 3.1 e no Gráfico 3.2, pelo que a colocação de cutelos na zona traccionada do pilar também é aconselhável. Por último e como já referido anteriormente, o facto de o painel de alma se encontrar bem travado pode levar a que o componente alma do pilar em corte (cws) seja um componente eficaz na dissipação de energia sísmica.

Após a escolha do tipo de pormenor a dar ao painel de alma do pilar (reforçado com cutelos de continuidade) analisou-se o que acontece quando a ligação pertence ao piso intermédio e quando a ligação pertence ao último piso (existe uma redução no comprimento efectivo do *t-stub* por causa de não haver continuidade no pilar), para $\beta = 1$. Chegou-se à conclusão que pelo facto de terem sido utilizados cutelos na zona de tracção não existe nenhuma redução de resistência na ligação mas existe uma ligeira perda de rigidez, cerca de 1.1%, que não é significativa. Note-se que se o painel de alma não fosse reforçado com cutelos, iria existir também uma perda de resistência.

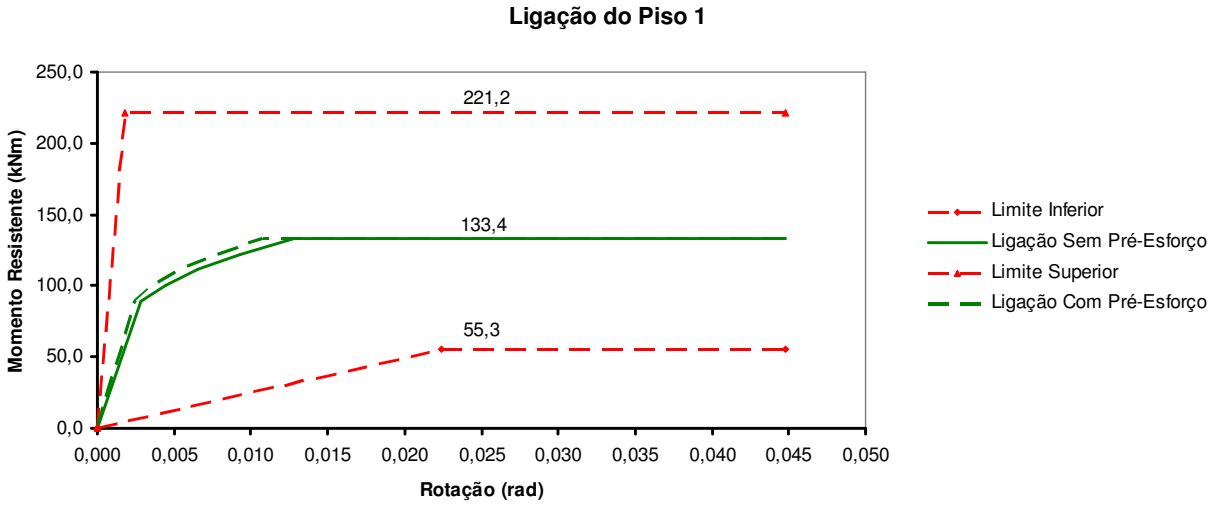


Gráfico 3.7 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 ($\beta = 1$).

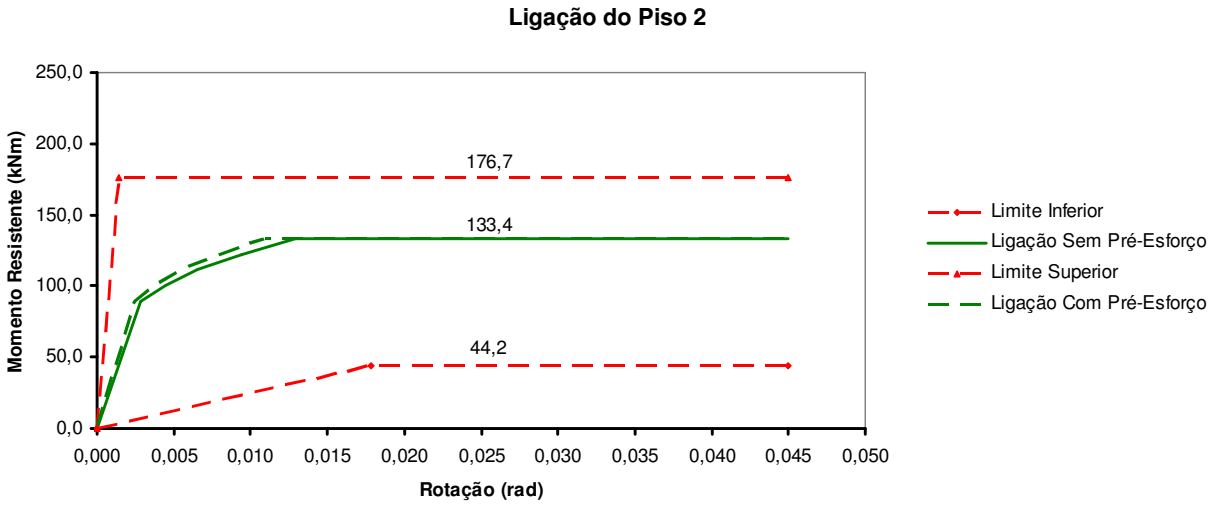


Gráfico 3.8 – Comportamento e classificação da ligação do piso 2 – EC3 (β = 1).

Os dois gráficos anteriores pretendem enquadrar as ligações estudadas na classificação do EC3. Também se encontram representados nesses gráficos os comportamentos das ligações quando são pré-esforçadas a 70% da capacidade resistente dos parafusos.

Da leitura dos gráficos acima, pode concluir-se que a ligação estudada de chapa de topo estendida é claramente uma ligação semi-rígida, tanto em termos de rigidez como em termos de resistência. A aplicação de pré-esforço nos parafusos não mostrou ser muito vantajosa, apesar de aumentar a rigidez inicial em cerca de 18%. Na ligação do piso 2 a resistência da ligação aproxima-se mais da resistência total visto que o momento máximo é condicionado pela resistência do pilar (Figura 2.34).

3.2.2.2 Ligação aparafusada de de cantoneiras nos banzos

O segundo tipo de ligação a ser estudado foi a ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos. Em primeiro lugar foi necessário escolher uma cantoneira cujas dimensões existam no mercado e que tivesse espaço para acomodar um número de parafusos suficiente para garantir que o mecanismo de ruptura fosse por flexão na cantoneira e não por corte ou esmagamento dos parafusos que ligam a cantoneira ao banzo da viga. Desta forma adoptou-se um L200x100x10 que verifica os pressupostos anteriores. Ao escolher uma cantoneira de 10mm de espessura também é verificado o mecanismo de ruptura através da Tabela 2.1 ao adoptar parafusos M24 (8.8). Os parafusos solicitados por corte são quatro M20 (8.8), conforme se pode apreciar na seguinte figura:

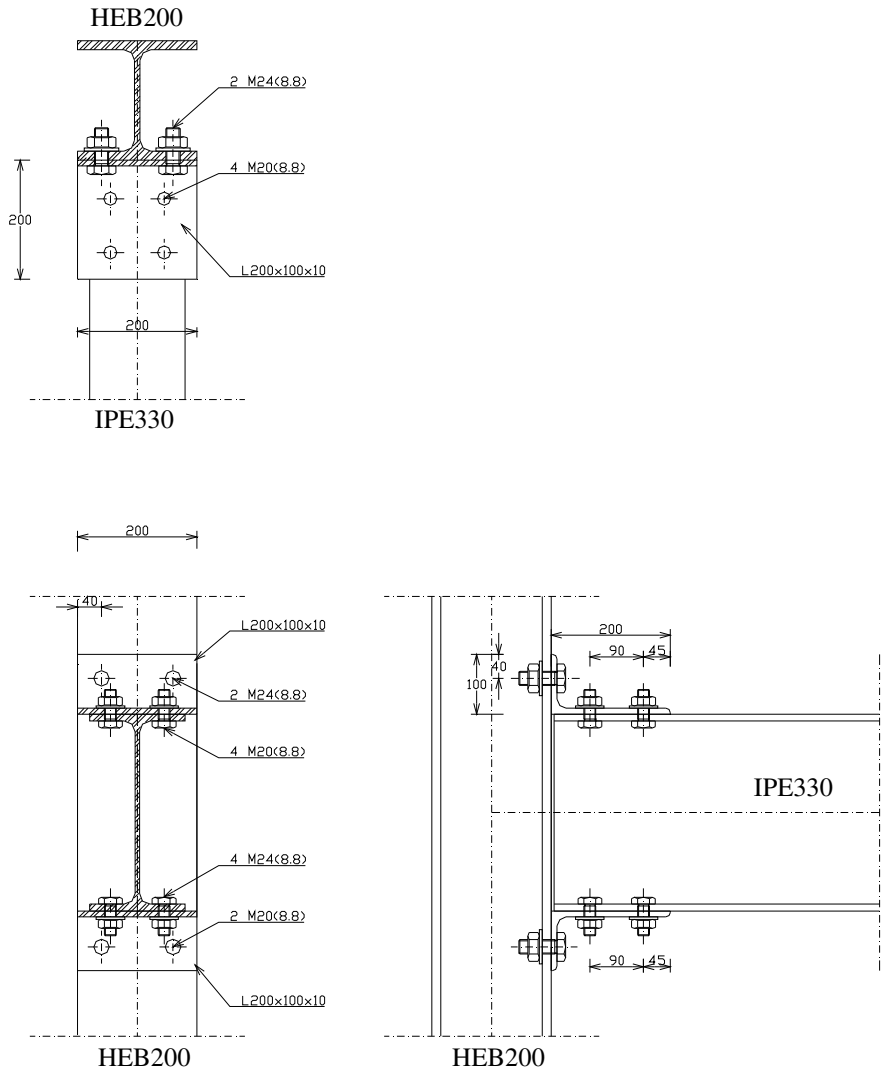
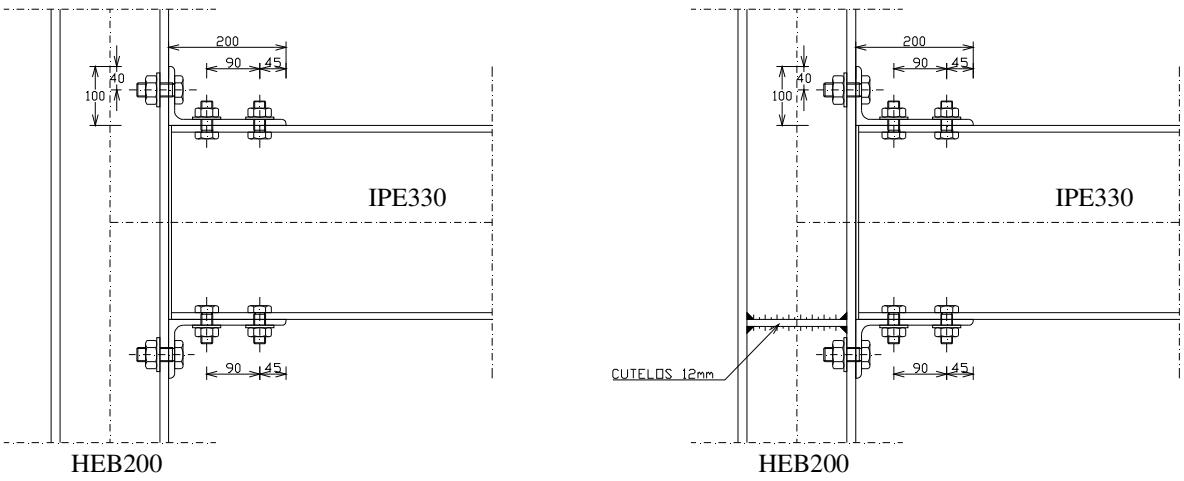


Figura 3.11 – Ligação tipo do pórtico 1 – Cantoneiras de banzo.

Da mesma forma que para a ligação de chapa de topo estendida, estudaram-se três pormenorizações para o painel de alma do pilar: painel de alma do pilar não reforçado, reforçado com cutelos de compressão e reforçado com cutelos de compressão e tracção:



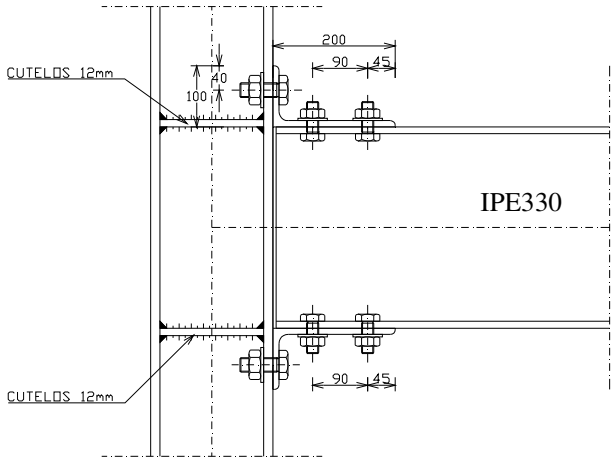


Figura 3.12 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar.

De forma semelhante ao estudo das ligações aparafusadas de chapa de topo, calcularam-se as propriedades da ligações variando alguns parâmetros. Fez-se variar o parâmetro β ($\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$) e fez-se variar a tensão vertical no pilar, junto ao raio ($\sigma_v = 0$, $\sigma_v = 0.20f_y$, $\sigma_v = 0.40f_y$, $\sigma_v = 0.60f_y$, $\sigma_v = 0.80f_y$ e $\sigma_v = 1.00f_y$). Elaboram-se os seguintes três gráficos que relacionam o momento resistente da ligação e, seguidamente, outros três gráficos que relacionam a rigidez da ligação com os parâmetros acima mencionados. Após a apresentação dos gráficos de resistência são retiradas algumas conclusões, assim como após a apresentação dos três gráficos de rigidez.

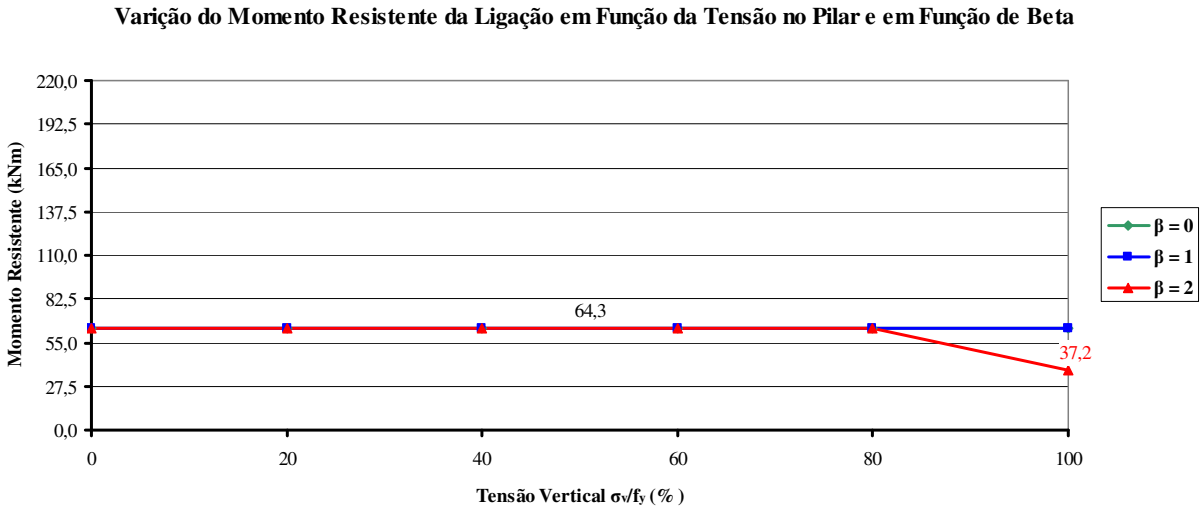


Gráfico 3.9 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade.

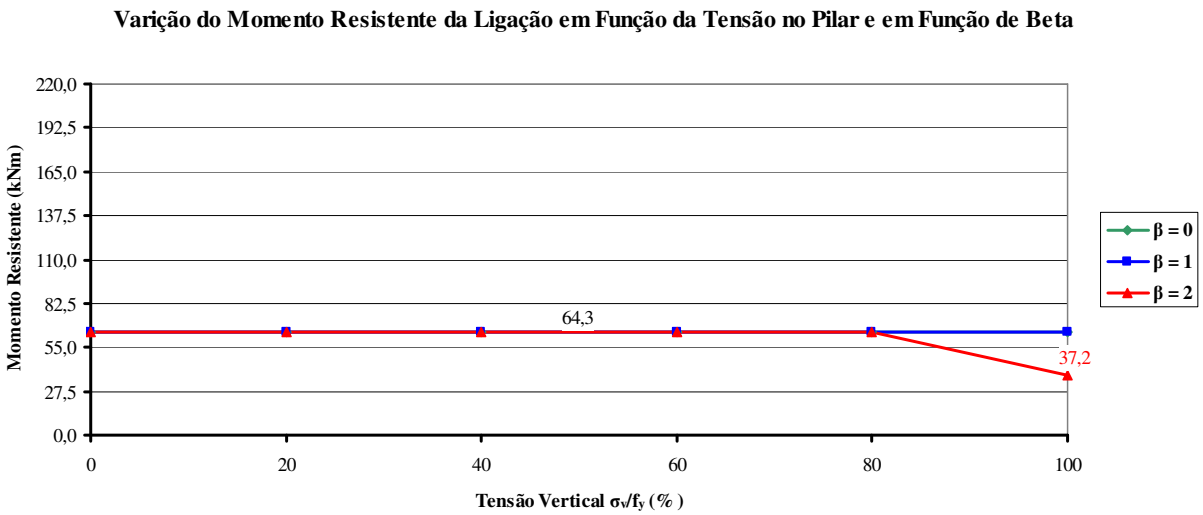


Gráfico 3.10 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

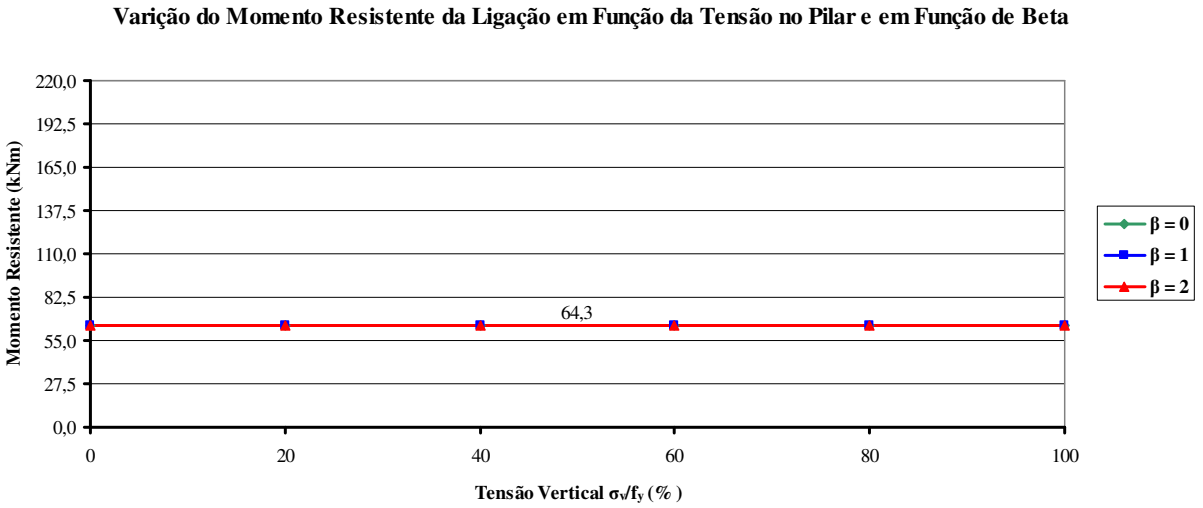


Gráfico 3.11 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga.

Da leitura dos gráficos anteriores pode concluir-se que:

- O momento resistente da ligação não varia com o parâmetro β, para os vários casos de reforço do painel de alma do pilar, isto porque a zona de ligação resiste a momentos flectores baixos e não chega a mobilizar a capacidade máxima do painel de alma ao corte (cws) nem do componente relativo à zona da alma do pilar em compressão (cwc);
- Quando a tensão vertical junto ao raio do pilar passa 0.8 f_y, existe um decréscimo na resistência da ligação (cerca de 58%) devido à cedência do componente alma do pilar em tracção (cwt) nos casos em que este componente não é enrijecido (Gráfico 3.9 e Gráfico 3.10);

- a resistência da ligação é sempre condicionada por flexão da aba da cantoneira superior (ta), excepto nos casos do ponto anterior, pelo que o uso de uma cantoneira mais com maior espessura levaria a momentos resistentes maiores nos casos em que a alma é rigidificada ou nos casos em que a tensão vertical no pilar não fosse superior a 80% da tensão de cedência.

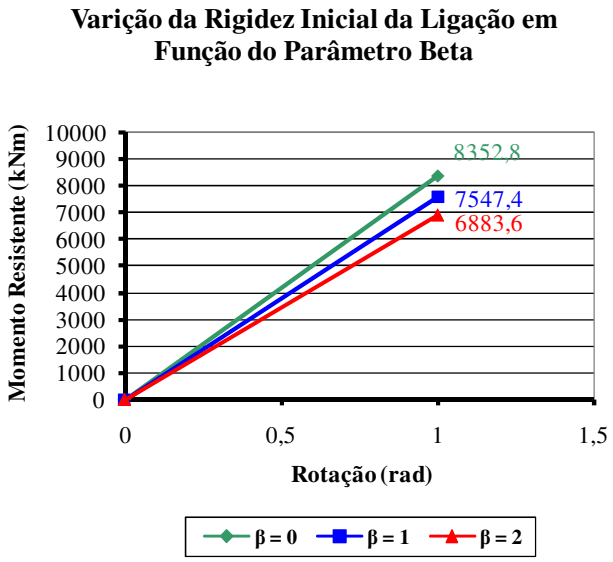


Gráfico 3.12 – Pilar sem cutelos de continuidade.

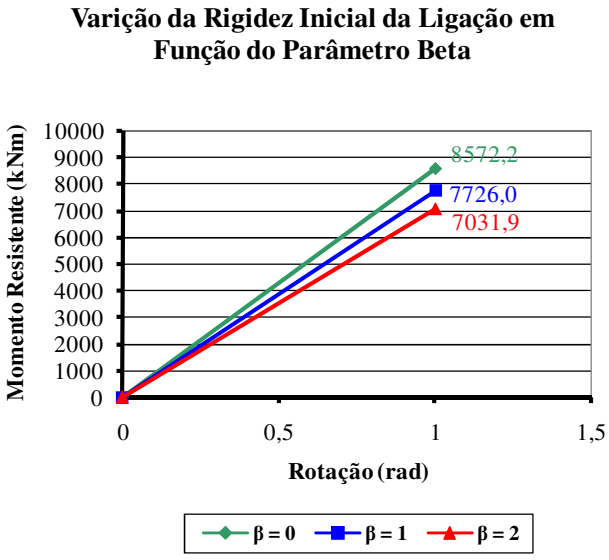


Gráfico 3.13 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

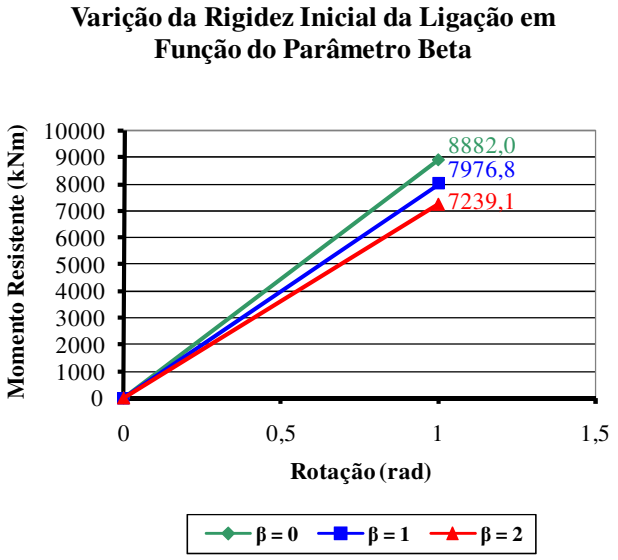


Gráfico 3.14 – Pilar com cutelos de continuidade.

Da análise dos gráficos da rigidez inicial conclui-se que:

- Existe uma diminuição da rigidez quando aumenta o parâmetro β, que pode chegar aos 19% de diminuição, que não é relevante;
- A utilização de cutelos permite ganhos de rigidez na ordem 6%, que é desprezável.

Após a análise das várias de situações de reforço do painel de alma do pilar, em termos resistência e rigidez, foi necessário adoptar um tipo de reforço. De forma semelhante ao que aconteceu na chapa de topo estendida, é sempre necessário um cutelo de compressão para impedir um modo específico de encurvadura da alma do pilar (Figura 3.10), mesmo com momentos flectores baixos. Uma vez que o zona do painel de alma em tensão condiciona a resistência da ligação em algumas situações ($\sigma_v > 0.8f_y$) também se vai utilizar cutelos na zona traccionada.

Após a escolha do tipo de reforço a dar ao painel de alma do pilar (com cutelos de continuidade), investigou-se o que acontece quando a ligação está localizada no último piso. No caso de ligações cantoneiras, à semelhança do que aconteceu com a ligação aparafusada com chapa de topo estendida, existe uma perda de rigidez que chega a 5%. Contudo esta perda de rigidez é desprezável.

Analisou-se também a possibilidade de pré-esforçar a ligação a 70% da capacidade dos parafusos. Foram elaborados os seguintes gráficos, que incluem a classificação da ligação, pelo EC3:

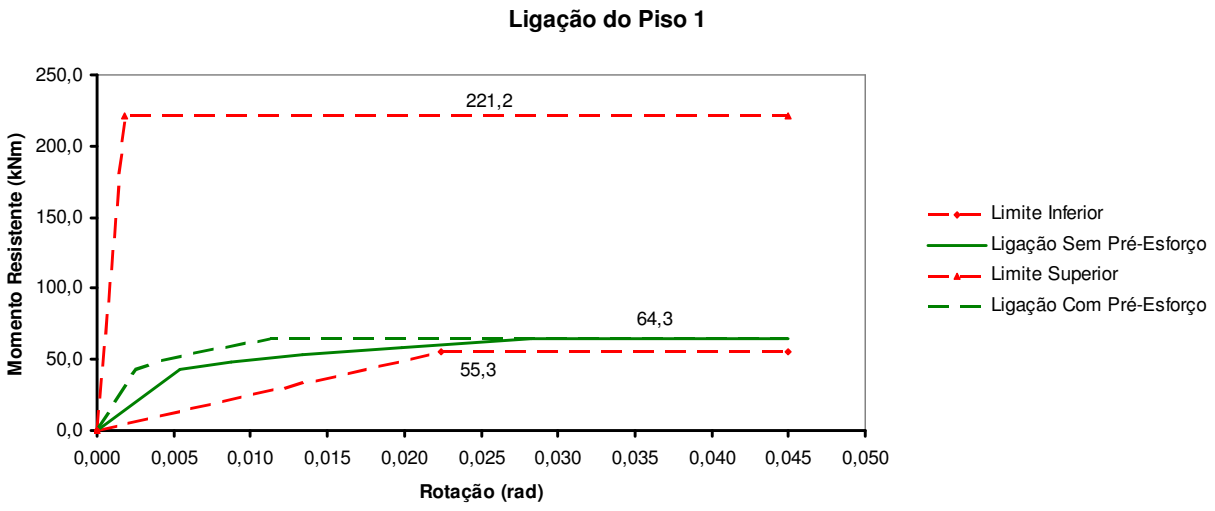


Gráfico 3.15 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1).

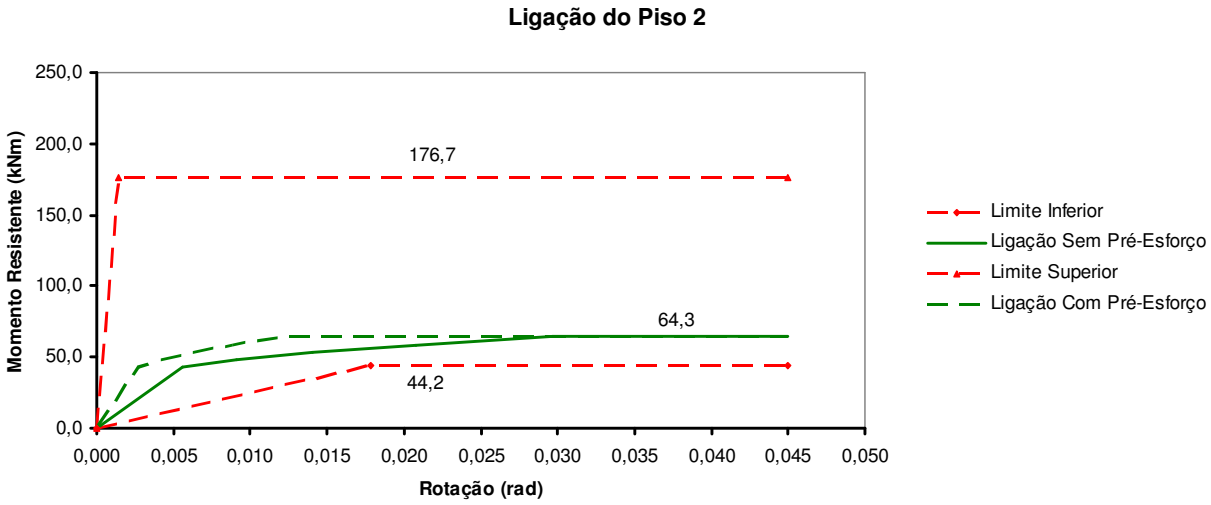


Gráfico 3.16 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1).

Da leitura dos gráficos acima, pode concluir-se que a ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos é claramente uma ligação semi-rígida, tanto em termos de rigidez como em termos de resistência. A aplicação de pré-esforço nos parafusos mostrou ser vantajosa, por aumentar a rigidez inicial da ligação para mais do dobro. Este fenómeno acontece porque existem parafusos solicitados por corte na direcção do binário das forças do momento flector da viga. Como tal, a influência da folga dos furos em termos da rigidez da ligação é fundamental. Ao pré-esforçar os parafusos, impede-se que estes se mexam dentro do espaço da furação, melhorando assim, de forma substancial, o comportamento da ligação. Tanto no piso 1 como no piso 2, a ligação aproxima-se muito do momento flector mínimo (em termos de resistência) para ser classificada como rotulada. No entanto, a rigidez da ligação é elevada, quando esta é pré-esforçada. Se fosse uma estrutura contraventada, o limite superior para a classificação da rigidez descia para próximo da rigidez da ligação. Este fenómeno está próximo de ser contraditório, pois uma ligação, segundo o EC3, pode ser classificada como rígida em termos de rigidez e como rotulada em termos de resistência. É óbvio que tal comportamento deve ser sempre englobado nas ligações semi-rígidas e estudado com o devido cuidado.

3.2.2.3 Ligação aparafusada de de cantoneiras nos banzos e na alma

O terceiro e último tipo de ligação a ser estudado foi a ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos e na alma.

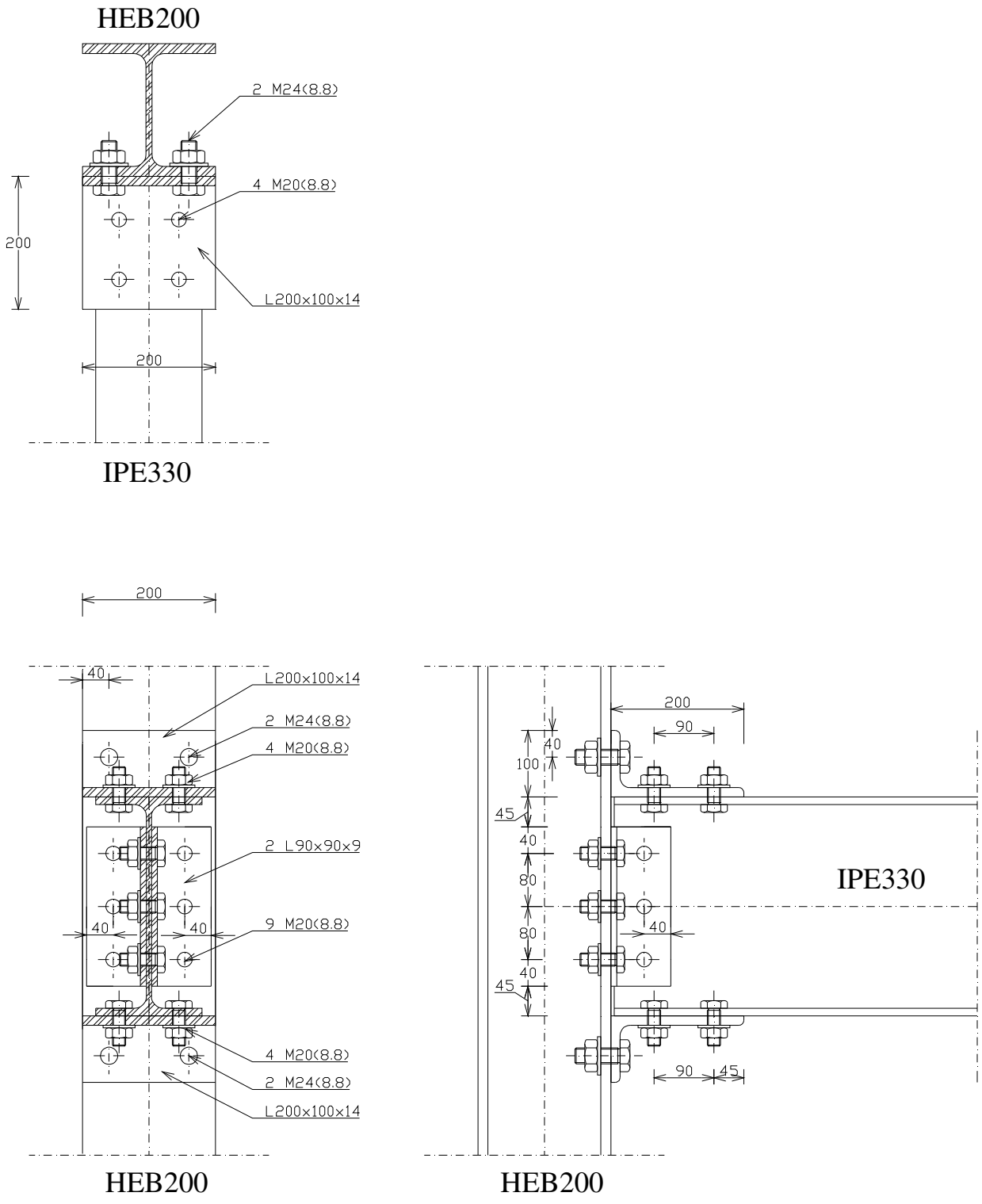


Figura 3.13 – Ligação tipo do pórtico 1 – Cantoneiras de banzo e de alma.

Como esta ligação é mais robusta que a anterior decidiu-se espessar a cantoneira que liga os banzos para desta forma garantir um momento resistente superior, tendo adoptado uma

cantoneira L200x100x14 para ligar os banzos da viga ao banzo do pilar. Com esta espessura ficam garantidos os mecanismos de ruptura, através da Tabela 2.1 ao adoptar parafusos M24(8.8) na ligação entre a aba da cantoneira e o banzo do pilar.

Tal como sucedeu nas ligações anteriores, estudaram-se três pormenorizações para o painel de alma do pilar: painel de alma do pilar não reforçado, reforçado com cutelos de compressão e reforçado com cutelos de compressão e tracção:

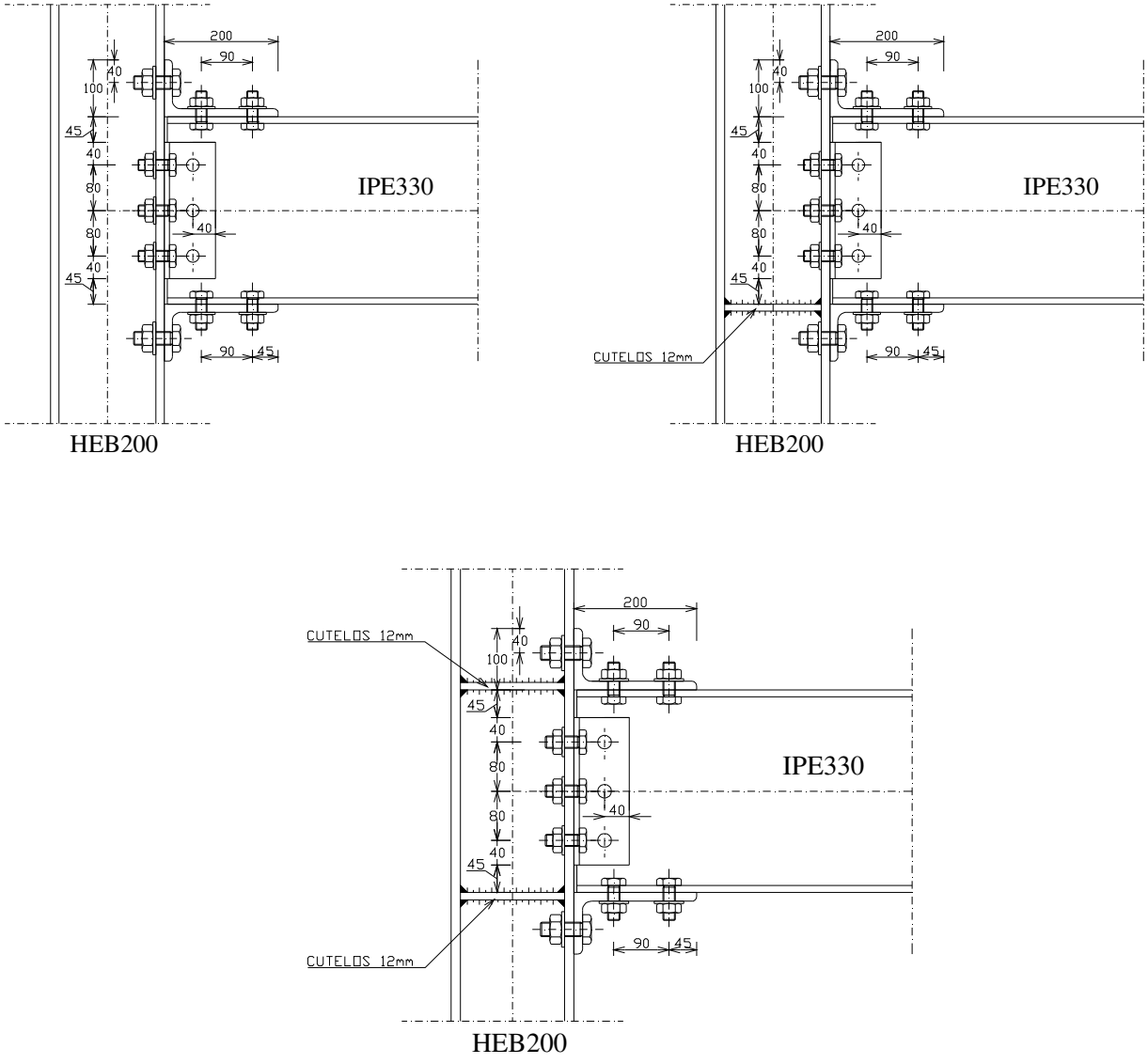


Figura 3.14 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar.

Também neste tipo de ligação se fez-se variar o parâmetro β ($\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$) e a tensão vertical no pilar, junto ao raio ($\sigma_v = 0$, $\sigma_v = 0.20f_y$, $\sigma_v = 0.40f_y$, $\sigma_v = 0.60f_y$, $\sigma_v = 0.80f_y$ e $\sigma_v = 1.00f_y$). Elaboram-se os seguintes gráficos que relacionam o momento resistente da ligação, com os parâmetros acima mencionados:

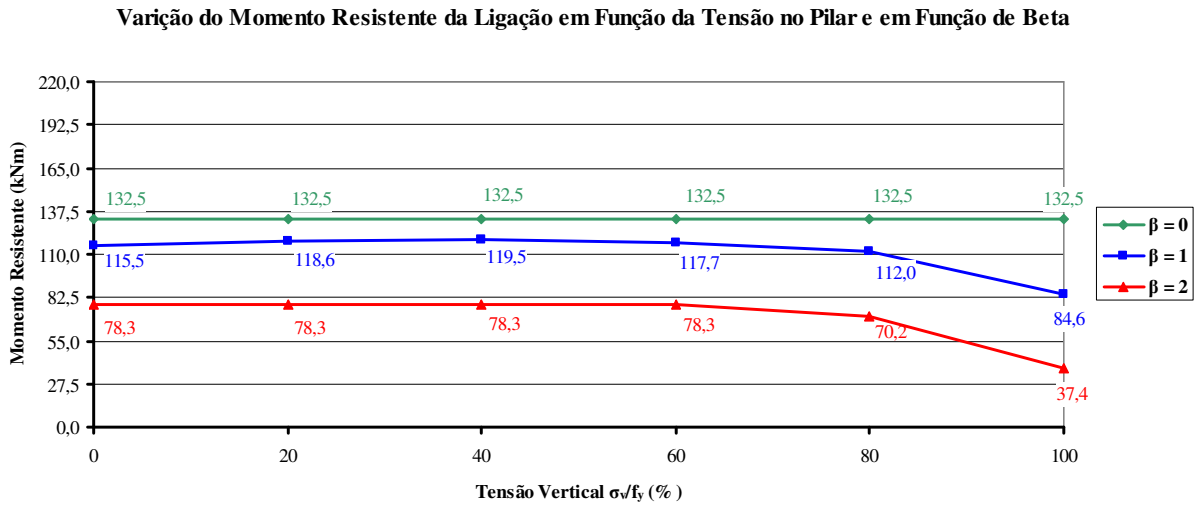


Gráfico 3.17 – Estudo Paramétrico – Pilar sem cutelos de continuidade.

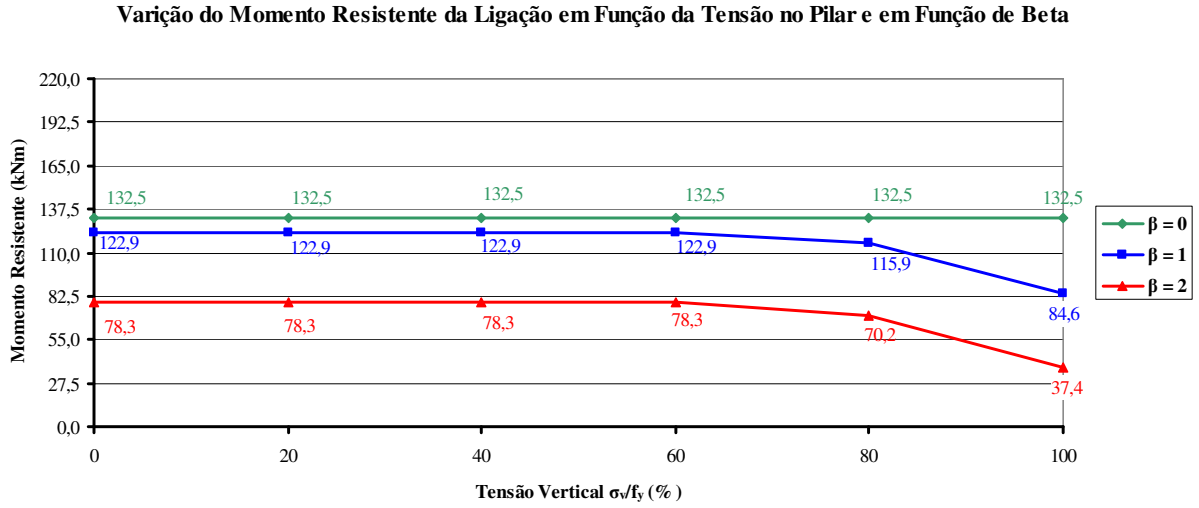


Gráfico 3.18 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

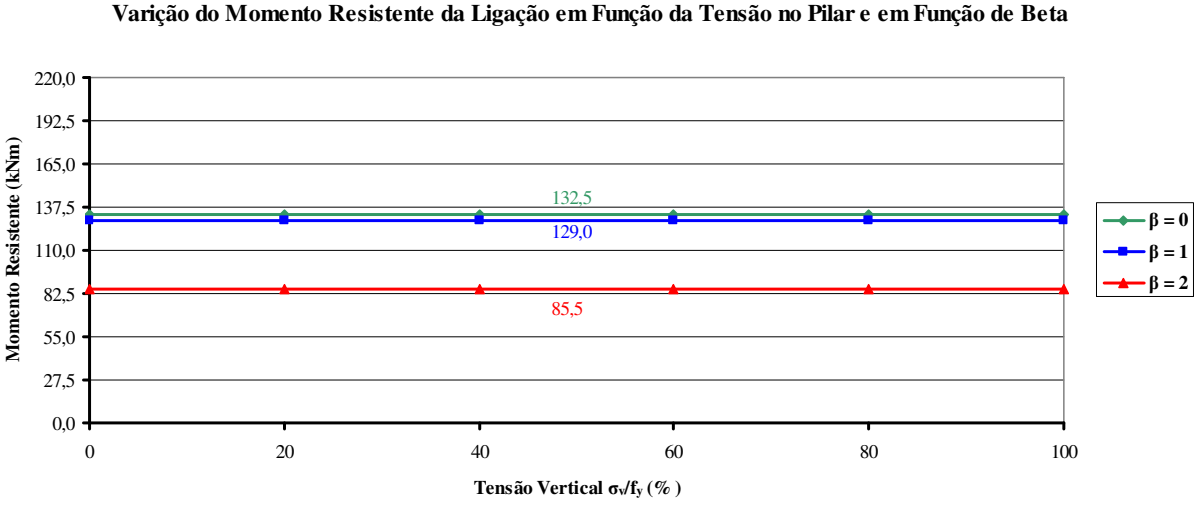


Gráfico 3.19 – Estudo Paramétrico – Pilar com cutelos de continuidade nos banzos da viga.

Da leitura dos gráficos anteriores pode concluir-se que:

- Para β=0 não existe variação do momento resistente da ligação qualquer que seja o detalhe da alma do pilar, pelo que o mecanismo de ruptura é dado por flexão na aba da cantoneira superior na primeira fiada de parafusos, na segunda e terceira fiadas por flexão da cantoneira de alma e na terceira fiada por corte nos parafusos do banzo inferior da viga; contudo pode-se considerar que a ruptura da ligação é dúctil porque para mobilizar a flexão plástica nas cantoneiras de alma a ligação já atingiu certamente grandes rotações;
- Para β=1 e β=2 o mecanismo de ruptura é dado por flexão na cantoneira superior e por compressão na alma do pilar (cwc), quando este componente não é alvo de reforço por meio de cutelos (Gráfico 3.17); quando a tensão junto ao raio do pilar excede 0.8 f_y o mecanismo de ruptura passa a ser o painel de alma em tracção (cwt) podendo haver um decréscimo da resistência da ligação para cerca de metade;
- Para a ligação reforçada com cutelos de compressão na alma do pilar e para β=1 e β=2 o mecanismo de ruptura é o painel de alma do pilar ao corte e para tensões elevadas junto ao raio de curvatura do pilar o mecanismo o componente condicionante é o painel de alma em tracção (cwt);
- Quando o painel de alma é reforçado com cutelos de continuidade os componentes que ditam a resistência da ligação são a flexão da cantoneira superior na primeira fiada e nas restantes fiadas por flexão nas cantoneiras de alma, ou corte nos parafusos do banzo inferior da viga ou o painel de alma em corte consoante o valor de β.
- Ao aumentar a espessura das abas das cantoneiras ter-se-á um ligeiro aumento no momento flector resistente.
- Para a ligação com cutelos de continuidade o parâmetro β modifica a resistência da ligação, havendo um ligeiro decréscimo quando β passa do valor 0 para 1 e um decréscimo considerável na resistência (cerca de 35%) quando o parâmetro β varia de 0 para 2.

Os seguintes gráficos relacionam a rigidez da ligação, com os parâmetros mencionados para os gráficos da resistência, tendo-se feito a mesma variação desses parâmetros, à semelhança do que foi elaborado para as ligações anteriores.

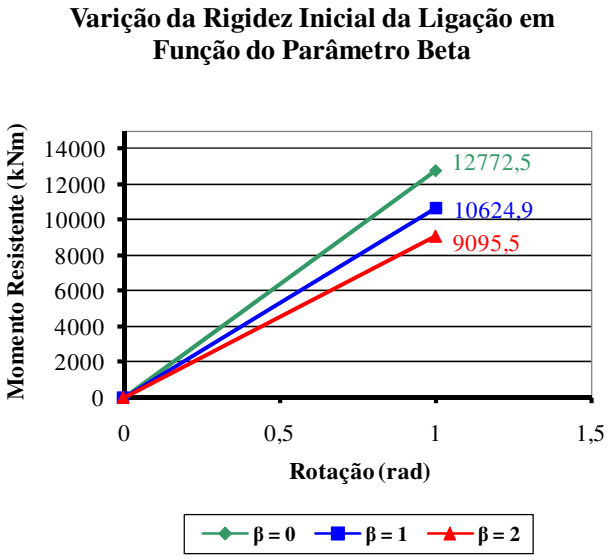


Gráfico 3.20 – Pilar sem cutelos de continuidade.

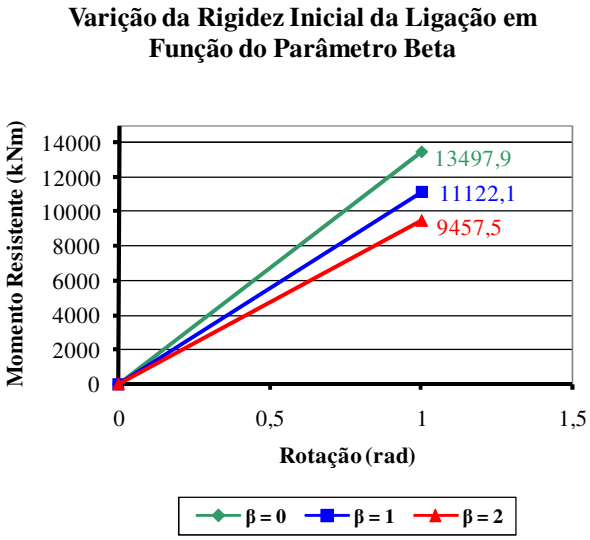


Gráfico 3.21 – Pilar com cutelos de continuidade no banzo comprimido da viga.

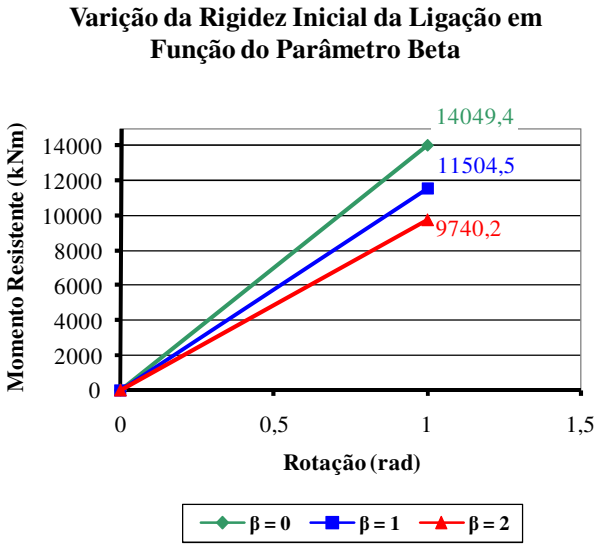


Gráfico 3.22 – Pilar com cutelos de continuidade.

Da análise dos gráficos da rigidez inicial conclui-se que:

- Existe uma diminuição da rigidez quando aumenta o parâmetro β, na ordem dos 30% ;
- A utilização de cutelos permite ganhos de rigidez na ordem 10%.

Após a análise das várias de situações de reforço do painel de alma do pilar, em termos resistência e rigidez, é necessário adoptar um tipo de reforço. De forma semelhante ao que aconteceu nas ligações anteriores foi adoptado como reforço da alma do pilar cutelos de continuidade no prolongamento dos banzos da viga. Seguidamente, investigou-se o que acontece quando a ligação está localizada no último piso. No caso de ligações cantoneiras no

banzo e na alma da viga, e, à semelhança do que aconteceu anteriormente, existe uma perda de rigidez que chega a 5%. Contudo também existe uma perda de resistência na ordem dos 5%.

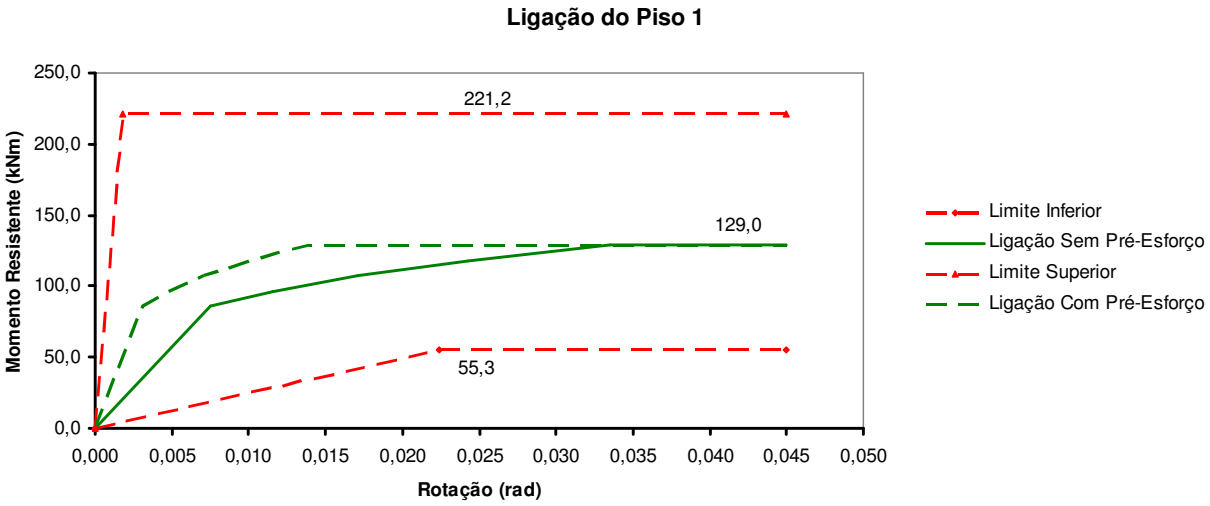


Gráfico 3.23 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1).

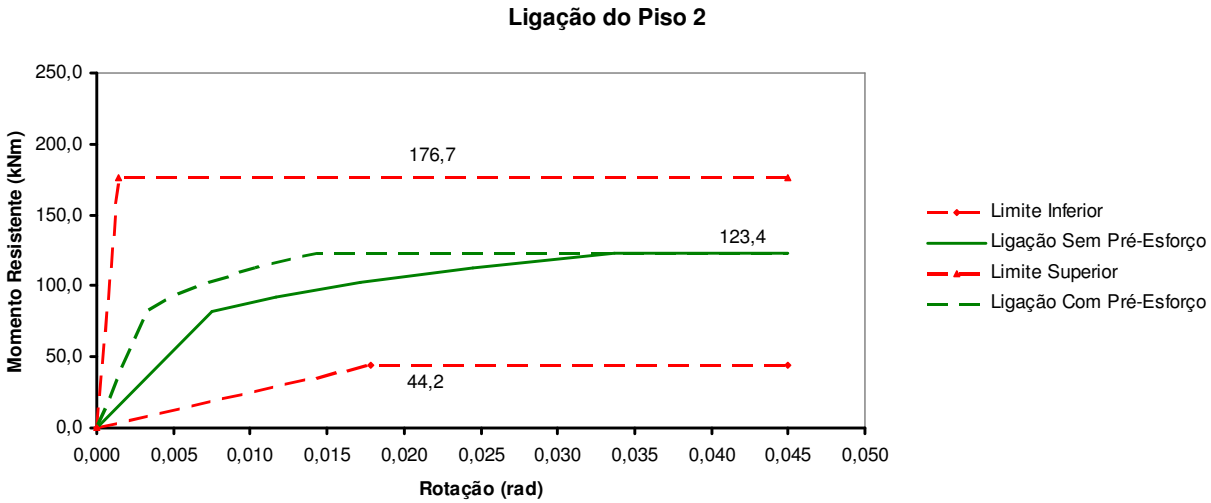


Gráfico 3.24 – Comportamento e classificação da ligação do piso 1 – EC3 (β = 1).

Nos dois últimos gráficos foi enquadrada a lei da ligação de cantoneiras na alma e nos banzos nos limites de classificação regulamentares. Nesses mesmos gráficos pode observar-se o comportamento da ligação quando os parafusos são pré-esforçados a 70% da sua capacidade resistente.

Da leitura dos mesmos gráficos, pode concluir-se que a ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos é claramente uma ligação semi-rígida, tanto em termos de rigidez como em termos de resistência. A aplicação de pré-esforço nos parafusos mostrou ser vantajosa, por aumentar a rigidez inicial da ligação para mais do dobro. Este fenómeno acontece à semelhança do que já foi visto nas ligações de cantoneiras nos banzos por causa das folgas nos parafusos.

3.2.2.4 Comparação entre os três tipos de ligações

Após terem sido estudados os parâmetros que influenciam cada tipo de ligação, é chegada a altura de comparar as ligações entre si. Para tal apresentam-se os seguintes seis gráficos, em que cada par corresponde a $\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$ e dentro de cada par existe a ligação de piso 1 e de piso 2. Relembra-se o leitor que para os três tipos de ligação foi adoptado o reforço do painel de alma do pilar através de cutelos de continuidade no prolongamento dos banzos da viga. Relembra-se também que a ligação de chapa de topo não é considerada como pré-esforçada e que as ligações de cantoneiras nos banzos e cantoneiras nos banzos e na alma da viga foram consideradas como pré-esforçadas, levando o pré-esforço até 70% da capacidade resistente dos parafusos.

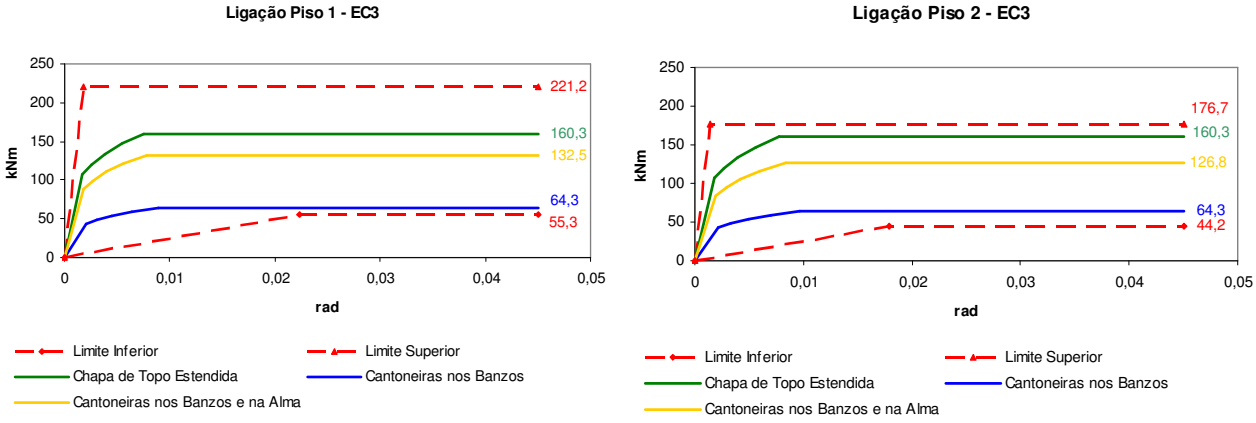


Gráfico 3.25 e 3.26– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para $\beta = 0$.

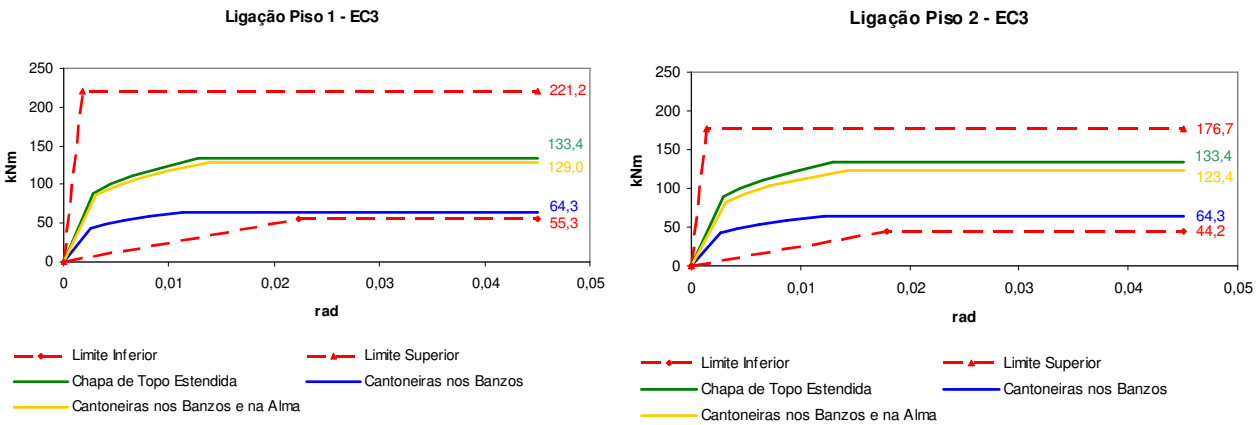


Gráfico 3.27 e 3.28– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para $\beta = 1$.

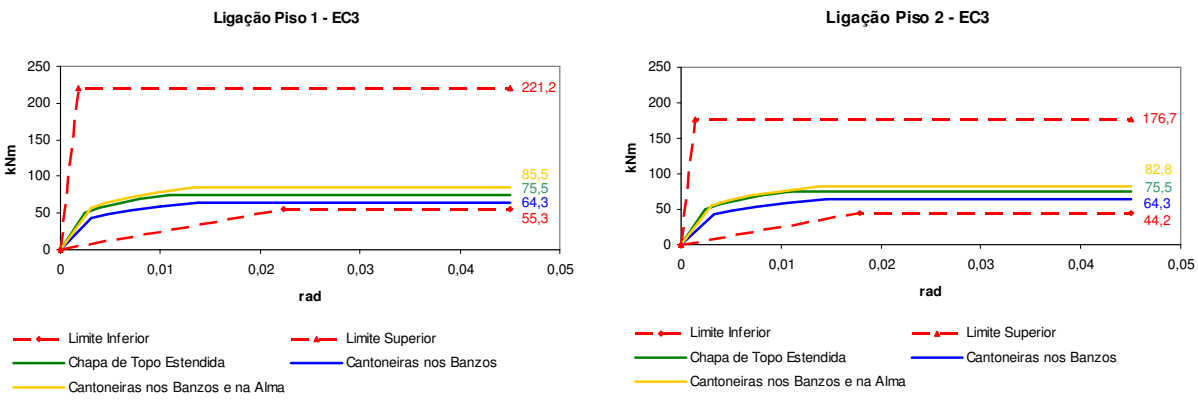


Gráfico 3.29 e 3.30– Comparação do comportamento das ligações do pórtico 1 para $\beta = 2$.

Para as ligações estudadas e da leitura dos gráficos anteriores conclui-se que:

- A resistência ligação de chapa de topo estendida é a mais afectada pelo factor β, quando $\beta = 0$ esta é a ligação com maior resistência mas quando $\beta = 2$ a resistência chega a descer abaixo da resistência da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma;
- Para $\beta = 0$ e para a ligação do piso 2 a ligação de chapa de topo estendida aproxima-se muito da resistência total visto que a resistência máxima a momentos flectores é condicionada pela resistência à flexão do pilar e não da viga;
- Para $\beta = 2$ poderá ser aconselhável reforçar mais o painel de alma do pilar, para evitar quedas de resistência e rigidez da ligação tão acentuadas, excepto na ligação com cantoneiras nos banzos em que o parâmetro β não influencia a resistência da ligação;
- Inicia-se a análise global do pórtico inserindo as leis das ligações com $\beta = 1$ (recomendação do EC3), proceder a correcções se $\beta > 1$ adoptando desfavoravelmente, numa nova análise, $\beta = 2$; quando se tratar da ligação de chapa de topo estendida será proveitoso correr outra análise se $\beta << 1$, enquanto que para a ligação de cantoneiras nos banzos não é necessário qualquer correcção para $\beta <> 1$ e para a ligação de cantoneiras nos banzos e na alma é apenas necessário proceder a outra análise se $\beta > 1$.

3.3 PÓRTICO 2

3.3.1 Generalidades

O segundo pórtico a ser estudado é um pórtico de 10 pisos, com três metros e meio de altura entre pisos (entre eixos de vigas) e com dois vãos de dez metros. Foi considerada a

imperfeição vertical inicial de φ = 1/410, calculada com base no EC3 parte 1-1. Ao contrário do pórtico anterior que se desenvolve em planta, este desenvolve-se em altura com o objectivo de ampliar os efeitos de 2ª ordem, podendo-se chegar a valores do parâmetro β superiores à unidade.

As acções consideradas para o estudo do pórtico 2 foram as seguintes:

- carga permanente – $g_k = 6.0$ kN/m^2;
- sobrecarga – $q_k = 3.0$ kN/m^2 ($\psi_1 = 0.6$, $\psi_2 = 0.4$);
- vento – $w_k = 1.30$ kN/m^2.

Para o cálculo das acções a actuar nos vários elementos do pórtico foi considerado um espaçamento entre pórticos de 5m.

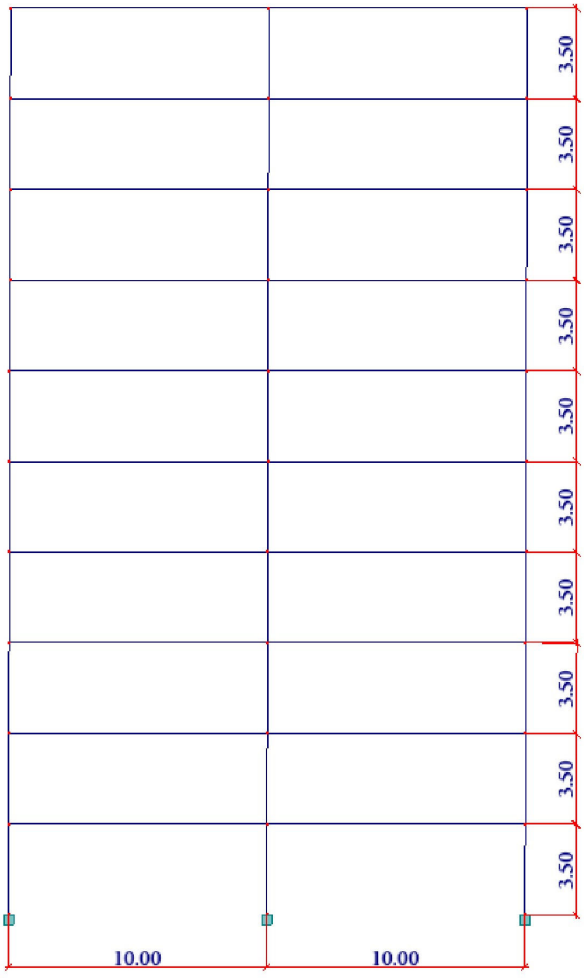


Figura 3.15 – Alçado do pórtico 2.

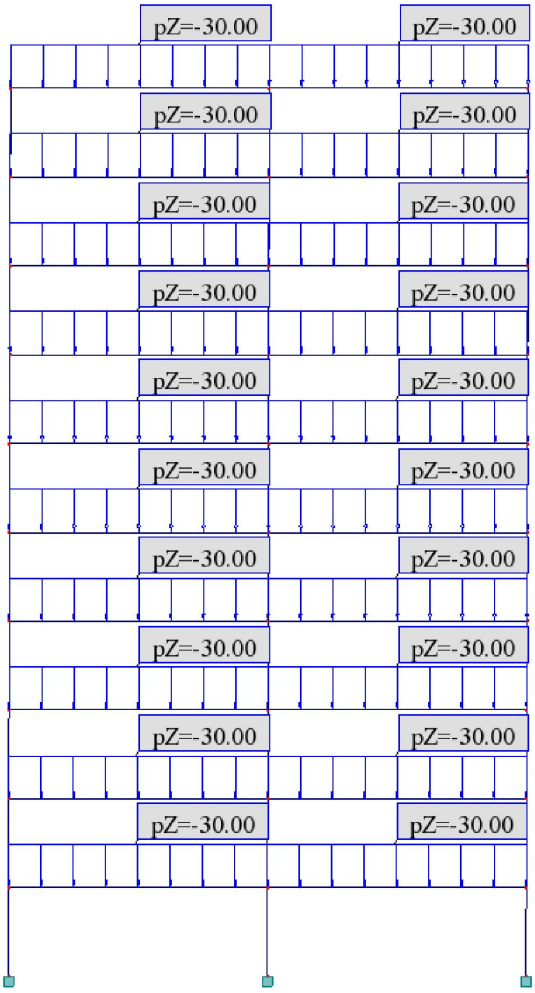


Figura 3.16 – Cargas permanentes aplicadas ao pórtico 2.

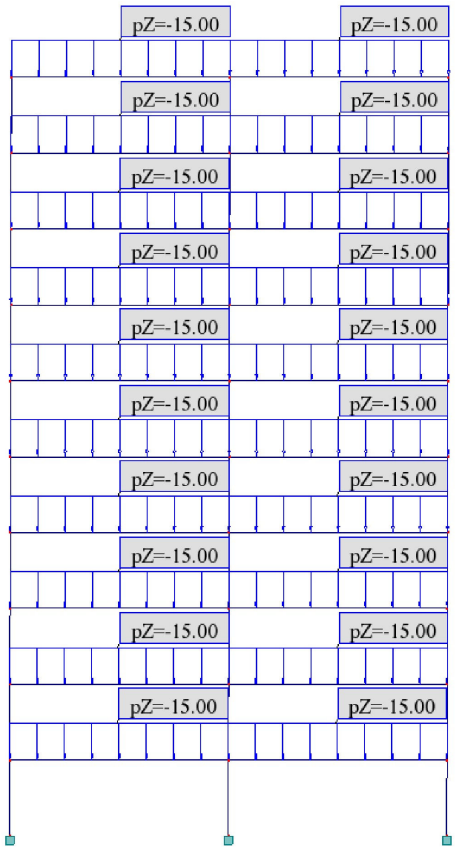


Figura 3.17 – Sobrecargas aplicadas ao pórtico 2.

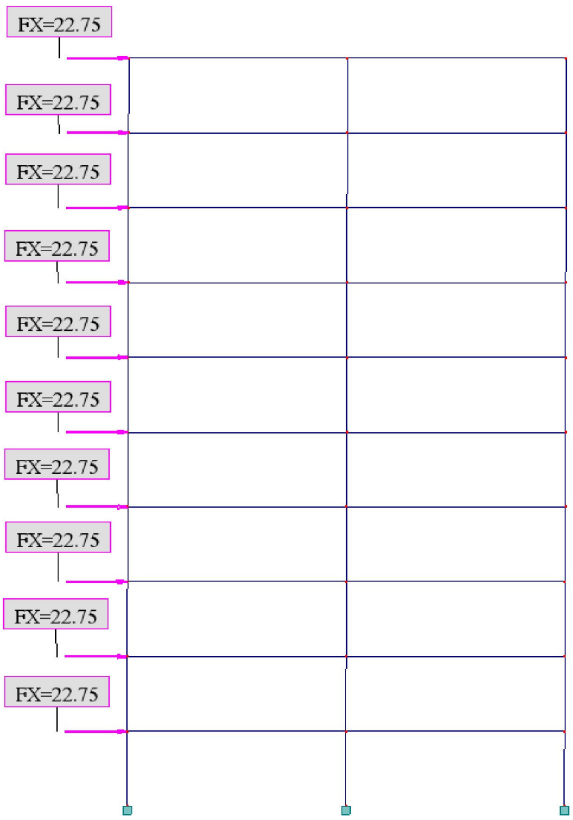


Figura 3.18 – Acções horizontais (vento) aplicadas ao pórtico 2

As combinações de acções utilizadas foram:

Estado Limite Último (ELU):

1.35 Gk + 1.50 Qk

1.35 Gk + 1.50 (Wk + ψ_2 Qk)

Estado Limite de Serviço (ELS):

1.00 Gk + 1.00 Qk

1.00 Gk + 1.00 Wk + ψ_2 Qk

O dimensionamento do pórtico foi feito de forma a cumprir os ELU e os ELS, considerando as ligações viga pilar rígidas. Em ELS foram verificadas as flechas em vigas ($\delta_v \leq$ L/250), os deslocamentos horizontais no topo do edifício ($\delta_H \leq$ H/500) e o deslocamento interpisos ($\delta_h \leq$ h/300). Em ELU foram verificadas as fórmulas de resistência do EC3, considerando a estrutura de nós fixos, sendo ignorados os efeitos da encurvadura lateral.

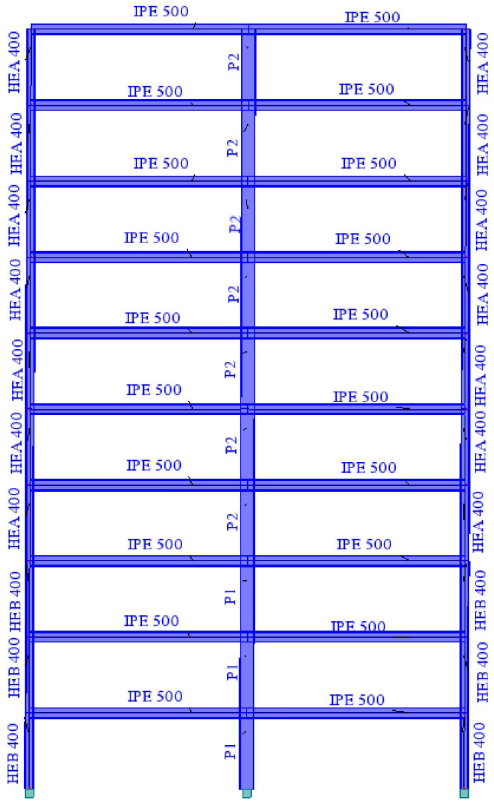


Figura 3.19 – Alçado do pórtico 1 com as secções reais.

Pilares exteriores até ao piso 3 em HEB400, pilar interior até ao piso 3 em perfil composto fabricado a partir de chapa designado por P1; a partir do piso 3 os pilares exteriores são HEA400 e o pilar interior é também feito a partir de chapa sendo designado por P2; todas as vigas são IPE500. O aço utilizado pertence à classe S275.

Todas as secções do pórtico foram dimensionadas para a classe de aço S275 e são todas pertencentes à classe 1, à semelhança do pórtico 1. Relativamente ao pilar central P1, tem a seguinte secção: banzos de 350x25mm e alma de 600x20mm; no pilar P2 houve uma redução nos banzos, mantendo-se a chapa de alma ficando o pilar P2 com a seguinte secção: banzos de 250x20mm e alma de 600x20mm.

3.3.2 Ligações do pórtico 2

Após o dimensionamento do pórtico, onde foi admitido que as ligações viga-pilar eram rígidas, estudaram-se pelo método das componentes, outros tipos de ligação, à semelhança do pórtico 1. Na escolha dos tipos de ligações semi-rígidas a estudar, foram tidos em consideração os mesmos critérios utilizados para as ligações do pórtico 1. Assim, as ligações estudadas para o pórtico 2 são as ligações aparafusadas de chapa de topo estendida, cantoneiras de banzo e cantoneiras de banzo e alma.

O número de ligações diferentes (sem considerar diferentes valores do parâmetro β) a considerar no pórtico 2 e que serão alvo de estudo paramétrico encontram-se representadas na figura seguinte:

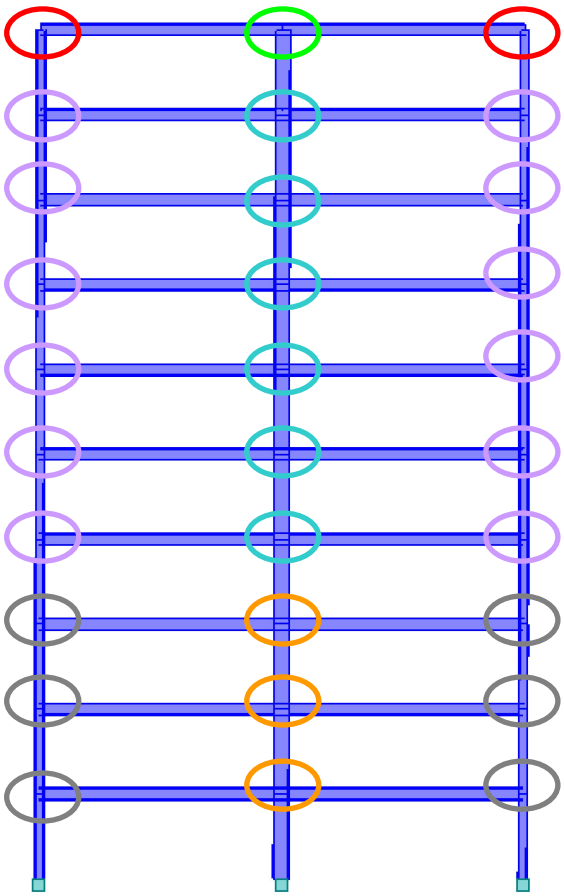


Figura 3.20 – Alçado do pórtico 2 com as diferentes ligações viga-pilar assinaladas.

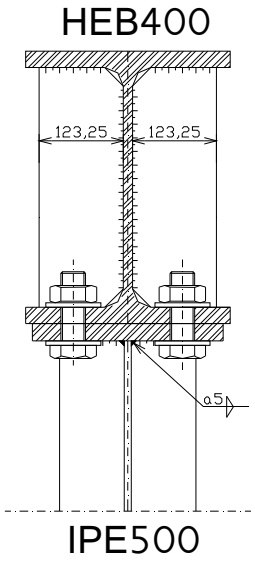
A cor cinza e lilás representa as ligações unilaterais, a cor laranja e azul representa as ligações bilaterais, a cor vermelha e verde representa as ligações unilaterais e bilaterais do último piso, respectivamente.

Segundo o EC3 as diferentes ligações deste pórtico têm valores diferentes do parâmetro de transformação β, ou seja, para as ligações unilaterais (representadas pela cor cinza, lilás e vermelho) $\beta = 1$ e para as ligações bilaterais β é calculado pelas expressões (2.50) e (2.51). Sendo assim o parâmetro β vai ser alvo de um estudo que reflicta no comportamento da ligação, em termos de resistência e rigidez, a variação deste parâmetro. É necessário notar que se β_1 for diferente de β_2 as ligações bilaterais (a verde, azul e laranja) desmultiplicam-se para o dobro de ligações a estudar, em tudo semelhante ao que foi descrito no pórtico 1. Se o parâmetro β variar de piso para piso mais dez tipos de ligações terão de ser considerados. Neste pórtico as ligações do último piso não serão alvo de estudo paramétrico, visto que este pormenor já foi estudado no pórtico anterior. No entanto todas as outras ligações serão alvo de estudo paramétrico mesmo as ligações unilaterais em já se sabe à partida que $\beta = 1$.

3.3.2.1 Ligação aparafusada de chapa de topo estendida

O primeiro tipo de ligação a ser estudado foi a ligação aparafusada com chapa de topo estendida. O primeiro critério a ter em conta na escolha da ligação é a escolha do diâmetro dos parafusos em função da espessura da chapa de topo. Agora têm-se quatro tipos de pilar diferentes em que a espessura máxima do banzo pode chegar aos 25mm. Para não se terem parafusos de um diâmetro elevado, optou-se por utilizar parafusos da classe 10.9. De forma a cumprir os critérios de ductilidade da Tabela 2.1 adoptou-se o diâmetro de 36mm (10.9) para banzos da espessura de 25mm e adoptou-se o diâmetro de 30mm (10.9) para banzos da espessura de 20mm. É assim assegurada uma capacidade de rotação adequada para a ligação, desde que o mecanismo de ruptura da ligação seja pela chapa de topo ou pelo banzo do pilar. Se o mecanismo de ruptura for o painel de alma do pilar este tem de cumprir $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$ pelo que também cumpre em todas as secções escolhidas para os pilares.

Ao nível da pormenorização construtiva, estudou-se uma pormenorização diferente do pórtico 1. Como o pórtico é alto e tem cargas horizontais, advinham-se valores do parâmetro β próximos de 2, pelo que o painel de alma do pilar será fortemente solicitado, devido ao desequilíbrio de momentos entre a viga à esquerda e a viga à direita da ligação. O pormenor de referência será constituído por cutelos de continuidade na alma do pilar, tendo sido estudadas soluções de uma e duas chapas de reforço da alma e o reforço com um cutelo diagonal, mantendo sempre os cutelos de continuidade. A ligação de chapa de topo estendida apresenta a seguinte configuração, para os quatro tipos de pilar:



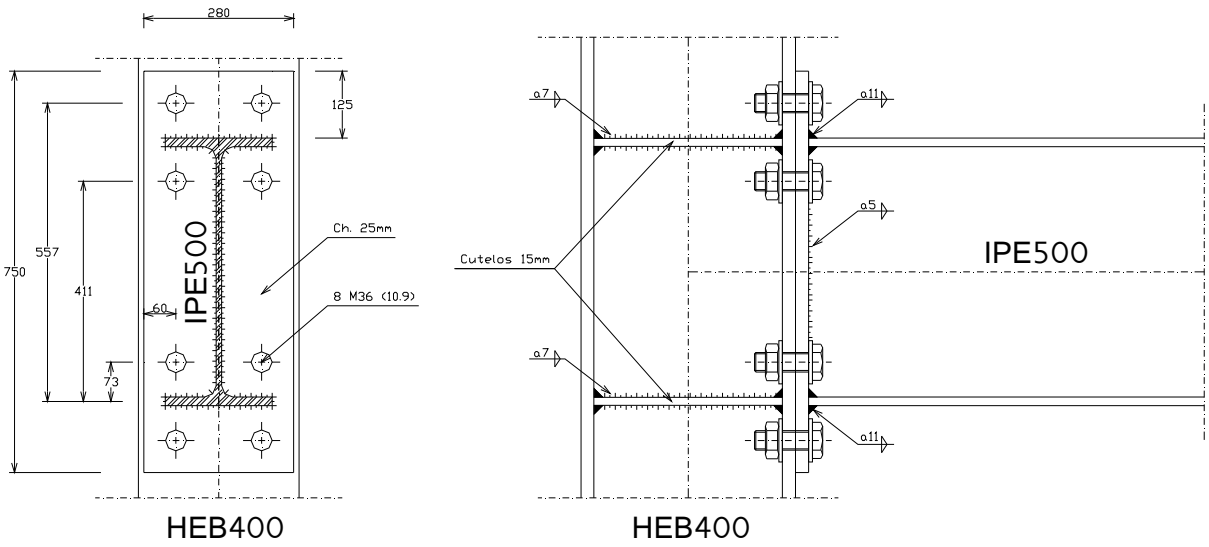


Figura 3.21 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar HEB400.

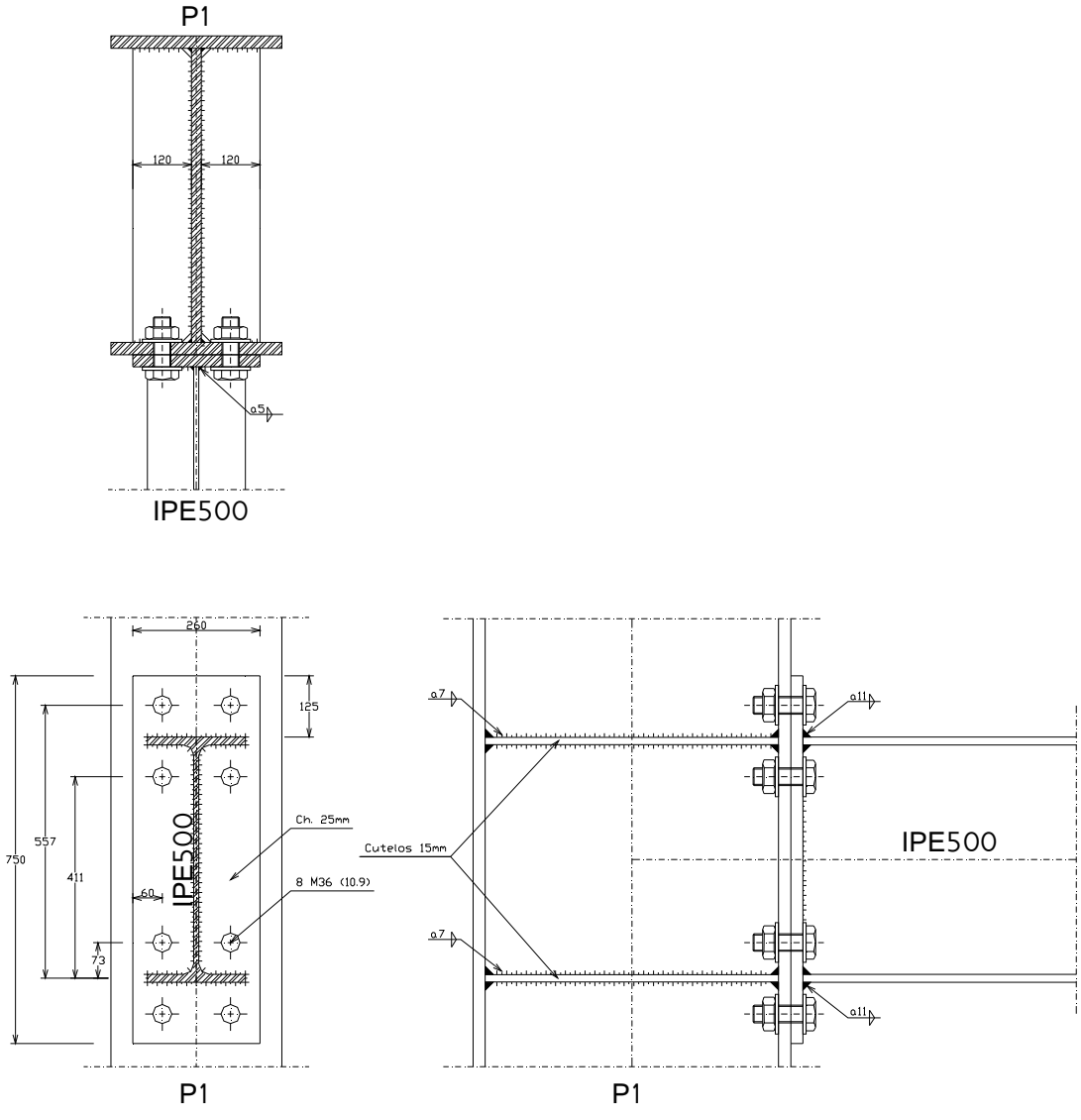


Figura 3.22 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar P1.

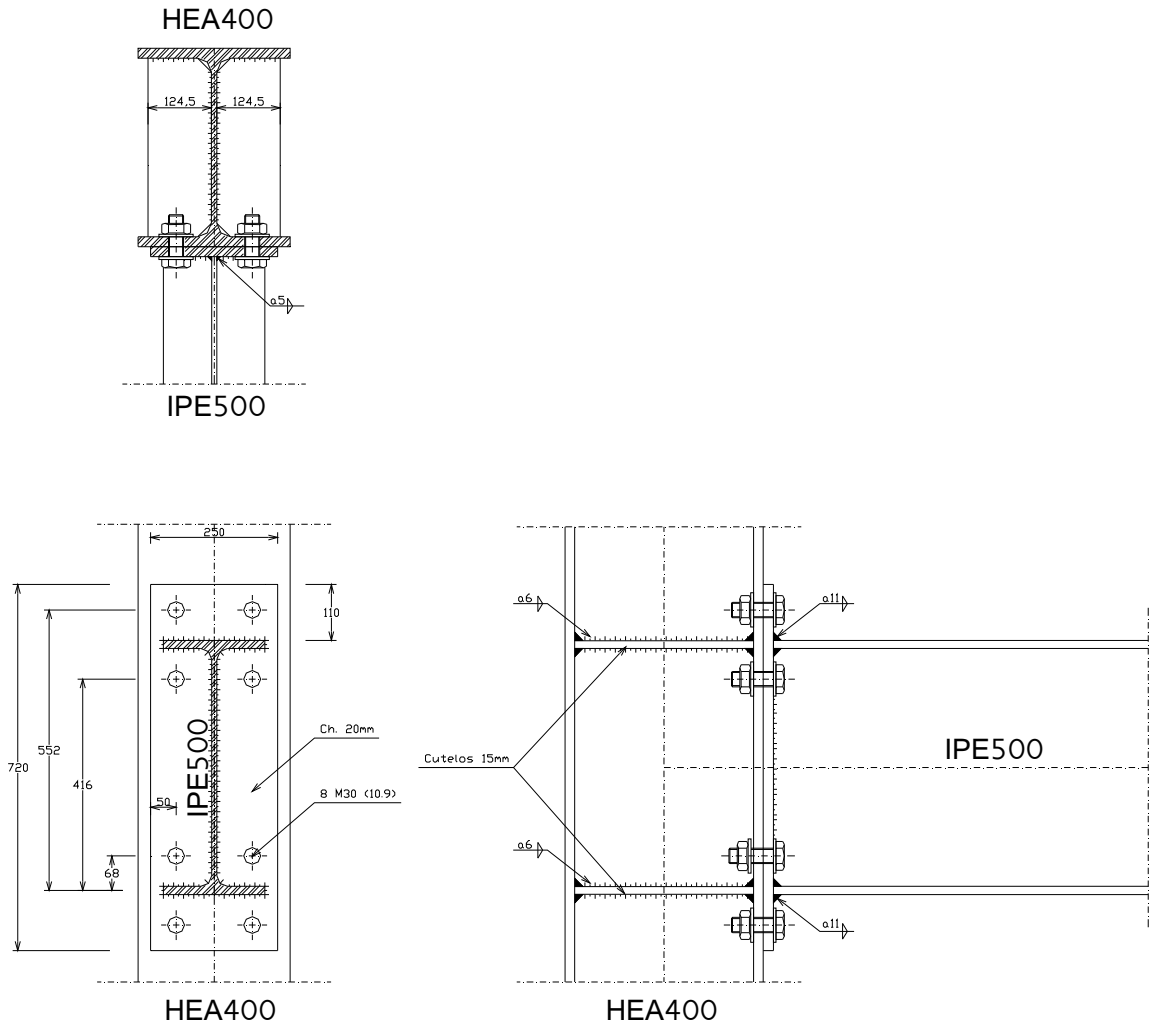
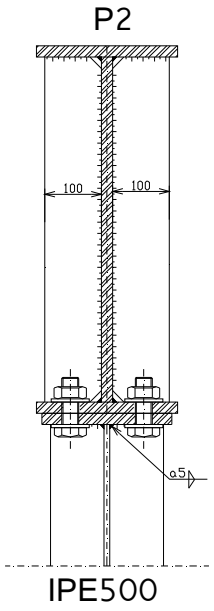


Figura 3.23 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar HEA400.



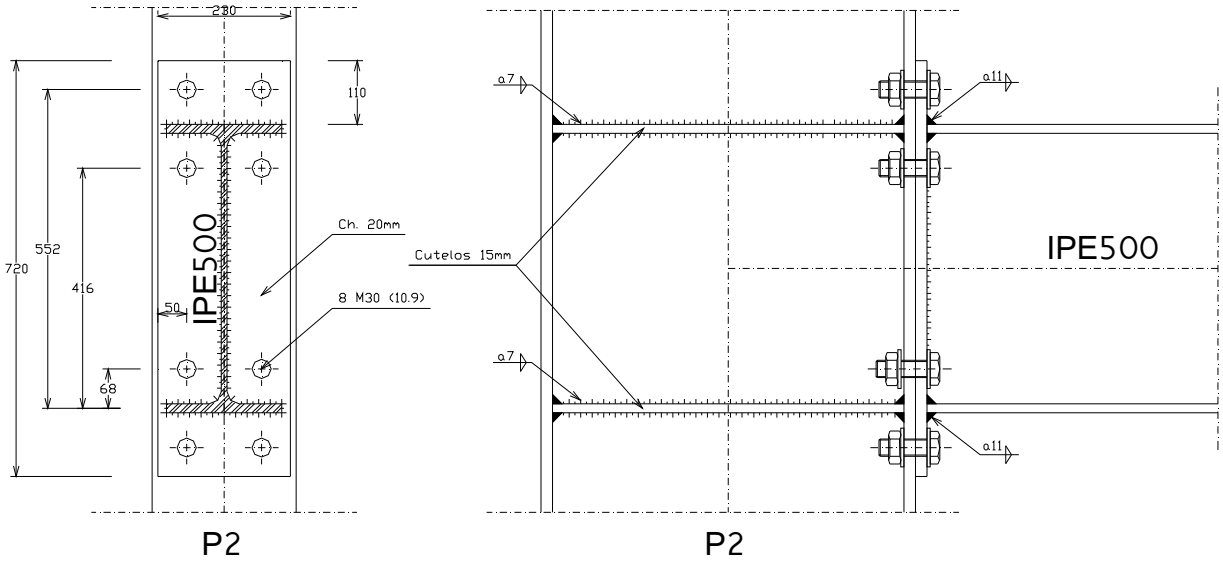


Figura 3.24 – Ligação tipo do pórtico 2 – chapa de topo estendida – pilar P2.

Para o estudo paramétrico e como já atrás referido, estudaram-se quatro situações de reforço do painel de alma do pilar: com cutelos de continuidade nos banzos da viga, adição de uma chapa de reforço à alma, adição de duas chapas de reforço e adição de um cutelos diagonal. Na seguinte figura mostra-se a pormenorização destas ligações apenas para o pilar HEB400:

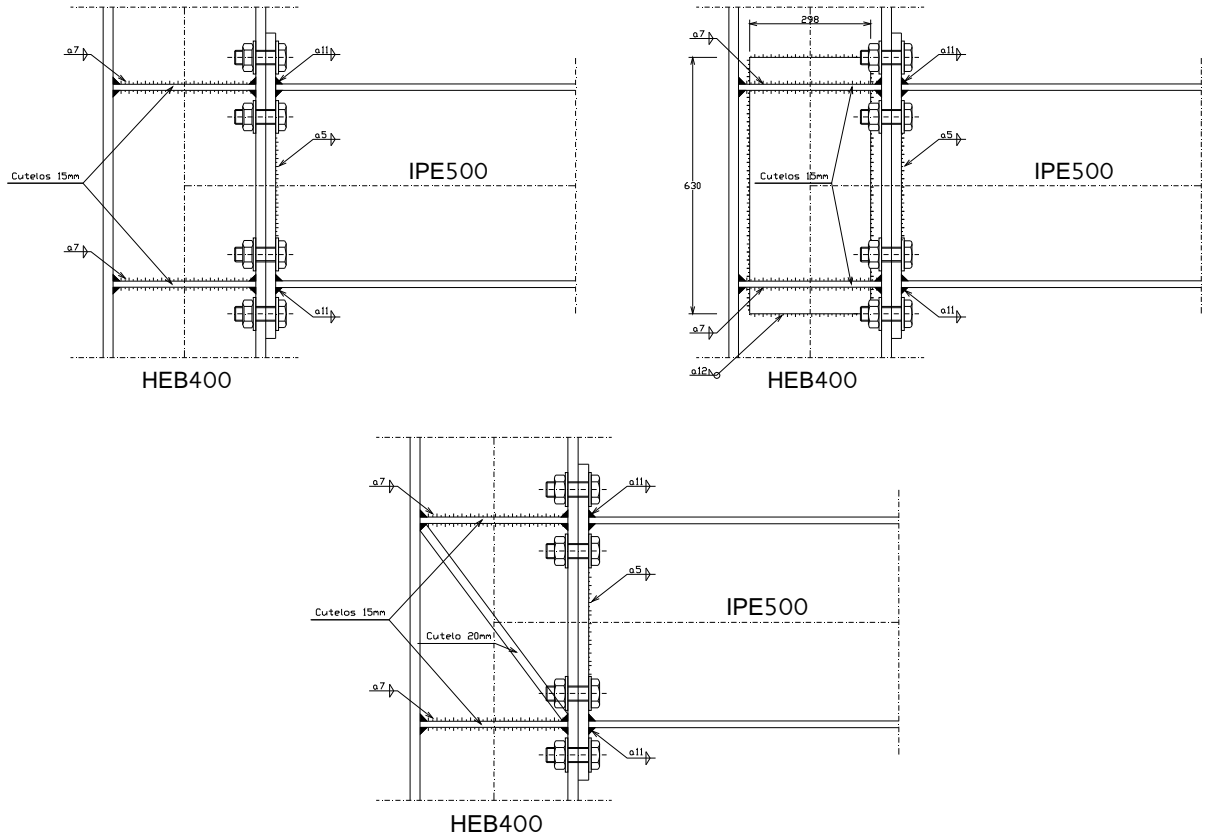


Figura 3.25 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar HEB400 – ligação de chapa de topo estendida.

Fez-se variar o parâmetro β ($\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$) e fez-se variar o tipo de reforço dado à alma do pilar. Elaboraram-se os seguintes gráficos que relacionam o momento resistente da ligação e a rigidez inicial, com os parâmetros acima mencionados:

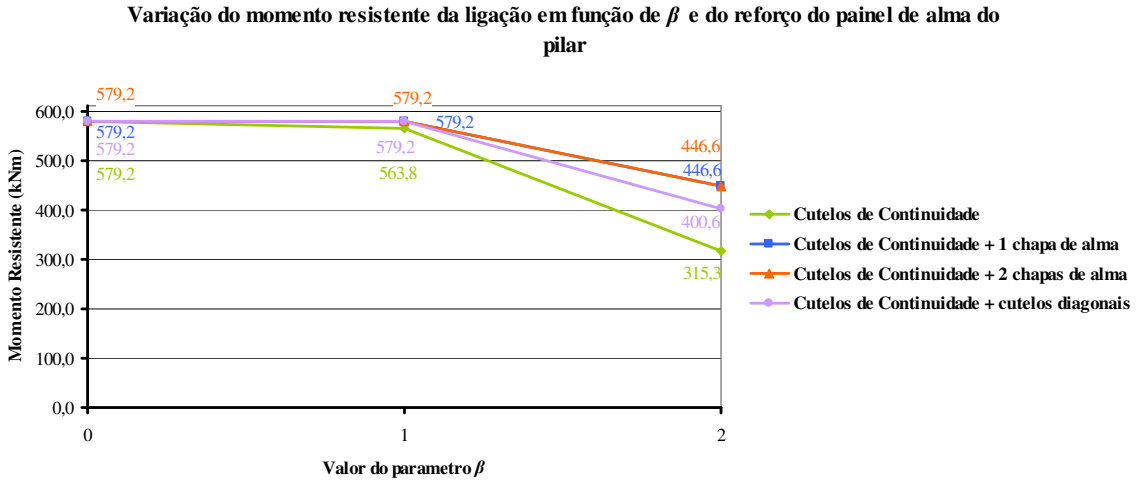


Gráfico 3.31 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEB400.

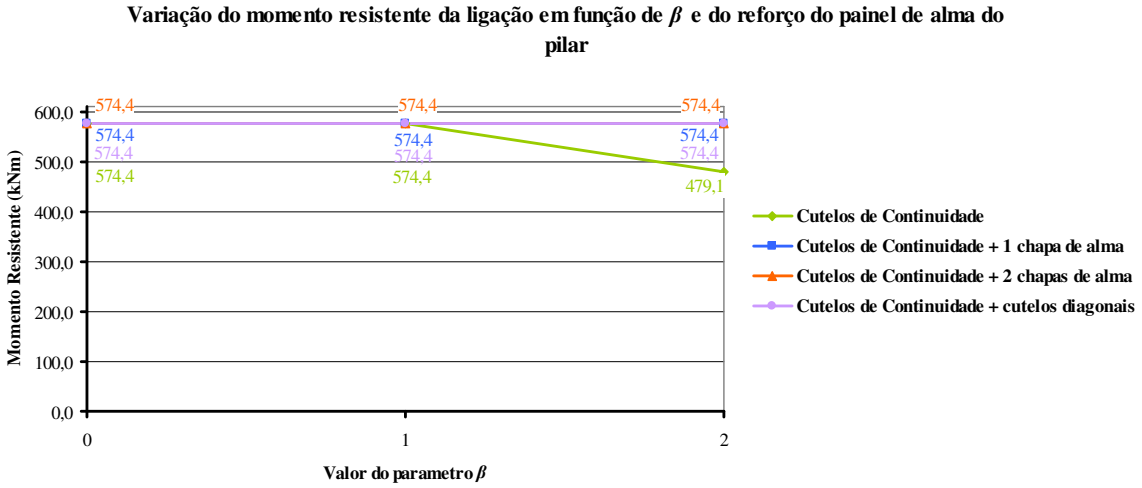


Gráfico 3.32 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar com P1.

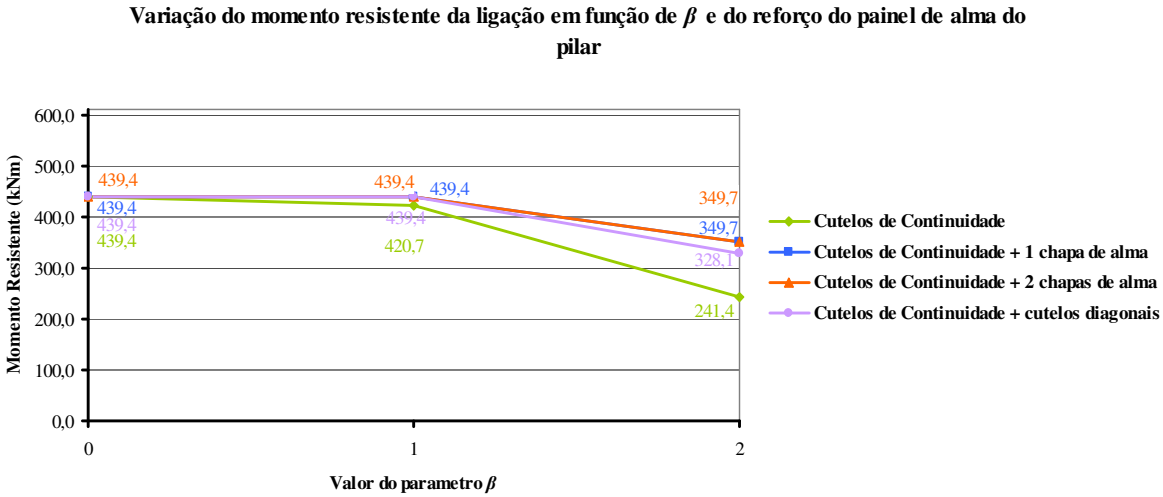


Gráfico 3.33 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEA400.

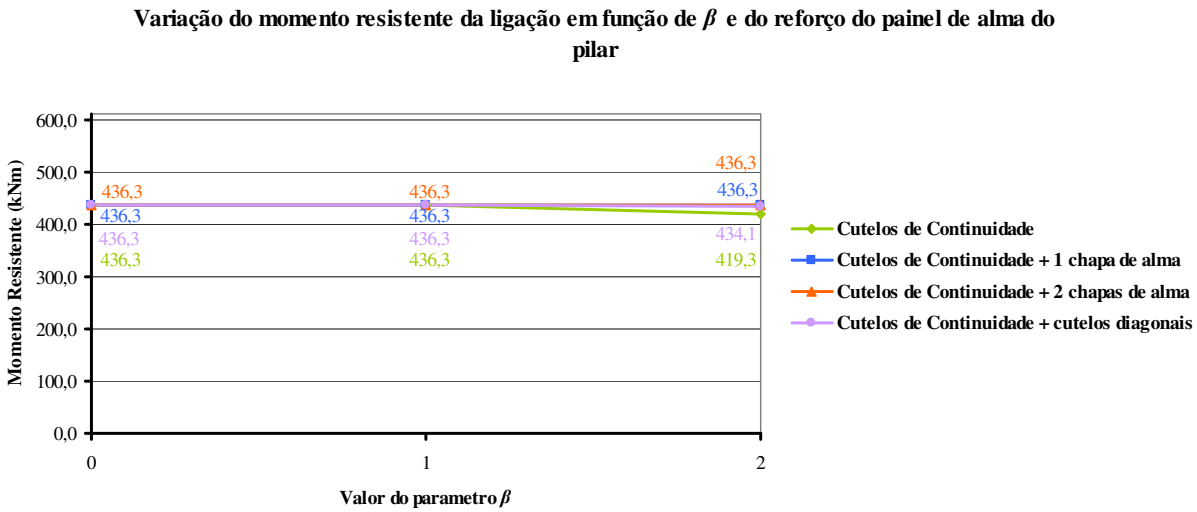


Gráfico 3.34 – Resistência a momentos flectores – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P2.

Da leitura dos gráficos anteriores pode concluir-se que:

- para $\beta = 0$ e em todos os pilares a ruptura é atingida por flexão da chapa de topo na 1ª fiada de parafusos e por esmagamento do banzo comprimido da viga na segunda fiada de parafusos; a terceira fiada de parafusos não é solicitada em flexão porque o esgotamento da capacidade do banzo comprimido da viga foi atingido pela segunda fiada de parafusos;
- para $\beta = 1$ o mecanismo de ruptura é semelhante ao anterior ($\beta = 0$) excepto nos pilares HEA400 e HEB400 em que existe uma redução do momento flector resistente devido ao esgotamento da capacidade resistente do painel do pilar em corte;
- para $\beta = 2$ existem reduções significativas do momento flector resistente, principalmente nos pilares HEA400 e HEB400, devido ao esgotamento da capacidade resistente do painel de alma do pilar sujeito ao corte;
- o reforço com cutelos de continuidade mostra-se eficaz até $\beta = 1$, não havendo reduções significativas do momento flector resistente das ligações, em todos os tipos de pilar;
- a utilização do cutelo diagonal não se mostrou-se tão eficaz como o reforço do painel de alma do pilar com chapas de reforço, ainda com a desvantagem do fabrico e da possível colisão com parafusos;
- o reforço com uma chapa de alma mostrou ser o reforço mais eficaz para situações de $\beta = 2$, contudo o reforço com duas chapas de alma não aumenta a resistência do painel da alma do pilar porque existe uma cláusula no EC3 – parte 1.8 que limita o aumento da resistência ao corte em apenas uma vez a espessura da alma;

- os pilares P1 e P2 por terem uma alma bastante espessa (e = 20mm) apresentam variações pequenas de resistência com a variação de β, enquanto que os perfis comerciais do tipo HEA400 e HEB400, no caso concreto, apresentam reduções significativas de resistência por terem uma alma pouco espessa (e = 11mm e e = 13.5mm);

Segue-se agora a apresentação da variação da rigidez inicial das ligações com a variação do parâmetro β e com a variação do reforço do painel de alma do pilar, tendo sido elaborados gráficos semelhantes aos anteriores.

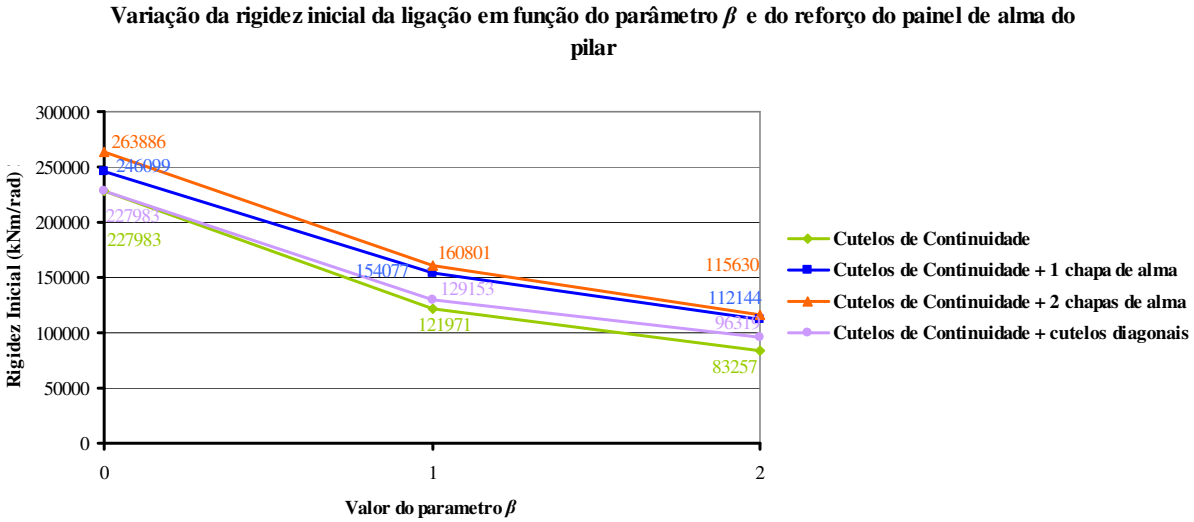


Gráfico 3.35 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEB400.

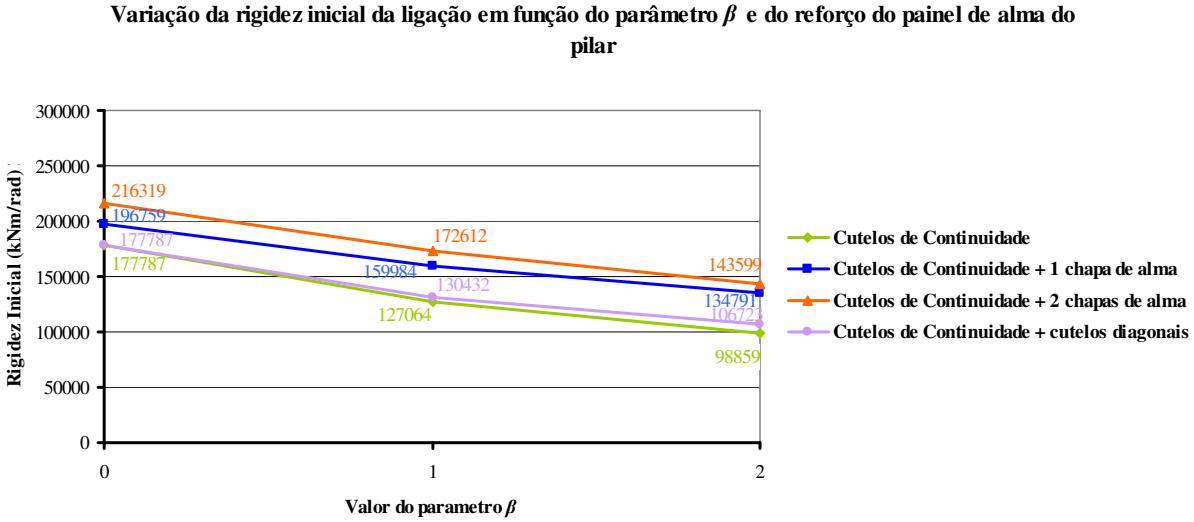


Gráfico 3.36 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P1.

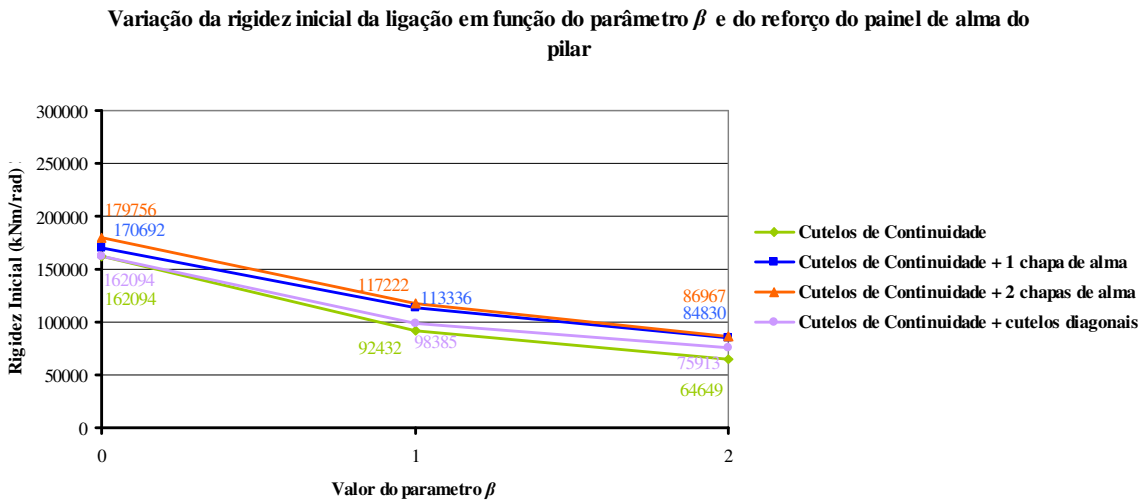


Gráfico 3.37 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar HEA400.

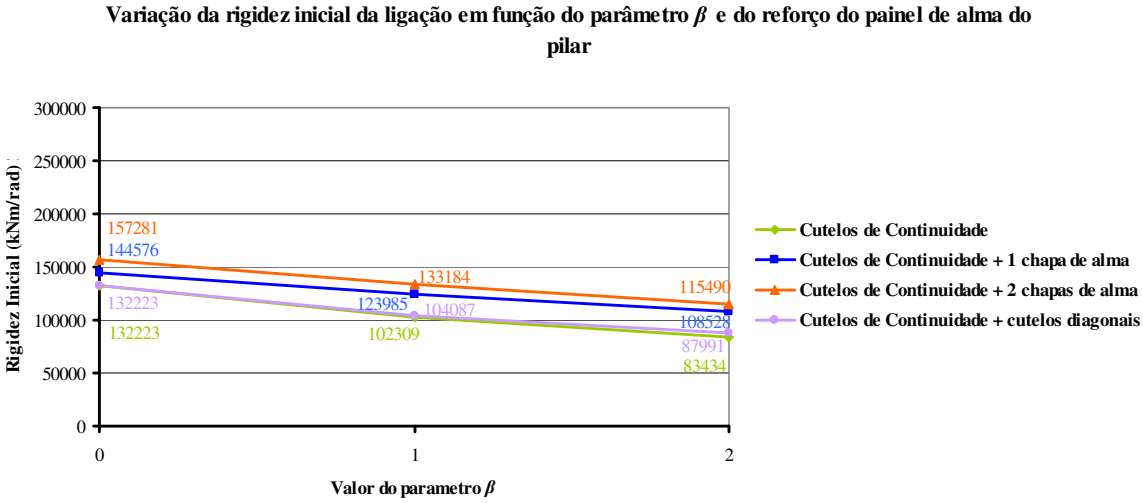


Gráfico 3.38 – Rigidez inicial – ligação de chapa de topo estendida – Pilar P2.

Da análise dos gráficos da rigidez inicial conclui-se que:

- com o aumento do parâmetro β há uma diminuição efectiva da rigidez, que no caso dos pilares HEA e HEB pode descer a cerca de 1/3;
- para $\beta = 0$ o reforço do painel de alma do pilar não mostra ser muito eficaz, e no caso de reforço com um cutelo diagonal não existe qualquer aumento de rigidez da ligação;
- para $\beta = 1$ dá-se a maior perda de rigidez, mas a diferença de rigidez para os vários tipos de reforço do painel de alma do pilar não é superior a 35%;
- para $\beta = 2$ encontra-se a rigidez mínima das ligações, não sendo a diferença de rigidez, para os vários tipos de reforço do painel de alma do pilar, superior a 40%;
- o reforço do painel de alma do pilar com um cutelo diagonal não se traduz em nenhum ganho para $\beta = 0$, em ganhos muito modestos para $\beta = 1$ e em ganhos moderados quando $\beta = 2$;

- o melhor reforço a dar à alma do pilar, em termos de rigidez será com duas chapas de reforço, no entanto apenas uma chapa de reforço demonstra ser a mais eficiente, pois com apenas uma chapa de reforço conseguem-se obter rigidezes muito próximas das obtidas reforçando a alma do pilar com duas chapas de reforço.

Após a análise dos quatro tipos de reforço a dar ao painel de alma do pilar é altura de escolher um reforço para o estudo paramétrico do pórtico. Como o reforço da alma do pilar com cutelos de continuidade e **uma** chapa de alma de reforço mostrou ser o mais eficiente em termos de resistência e em termos de rigidez, foi este o pormenor escolhido para prosseguir no estudo do pórtico 2 com ligações de chapa de topo estendidas. Os pilares P1 e P2 poderiam dispensar este tipo de reforço por terem uma alma bastante espessa (e = 20mm) apenas existindo pequenas perdas de momento flector resistente quando β = 2. Também os pilares HEA400 e HEB400 poderiam dispensar a chapa de reforço na alma do pilar, visto que são pilares exteriores e o parâmetro β é sempre igual a 1, não existindo perdas significativas de momento flector resistente para este valor do parâmetro. A ideia de reforçar o painel de alma do pilar é a de minimizar as perdas de momento flector resistente quando β assume valores elevados, próximos de 2, já que em termos de rigidez existirão sempre perdas quando β passa de 0 para 2. Ao minimizar as perdas resistência e rigidez podemos correr as análises do pórtico assumindo à priori β = 2 sacrificando pouco a precisão dos resultados, simplificando muito o processo de cálculo, visto que se eliminam as iterações para aferição do parâmetro β.

É chegada a altura de enquadrar o comportamento semi-rígido da ligação na classificação protagonizada no EC3 parte 1.8. Ao fazer este enquadramento e tal como aconteceu para as ligações do pórtico 1, analisaram-se os ganhos de comportamento quando a ligação é pré-esforçada a 70% da capacidade dos parafusos. Foram elaborados os seguintes gráficos, que já incluem a classificação da ligação, dada pelo EC3:

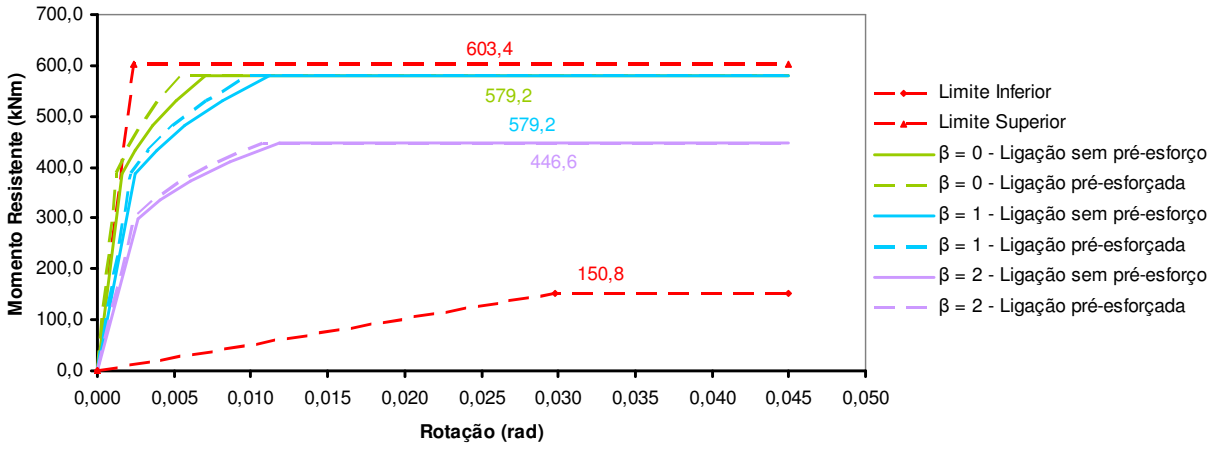


Gráfico 3.39 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/HEB400 – pórtico 2.

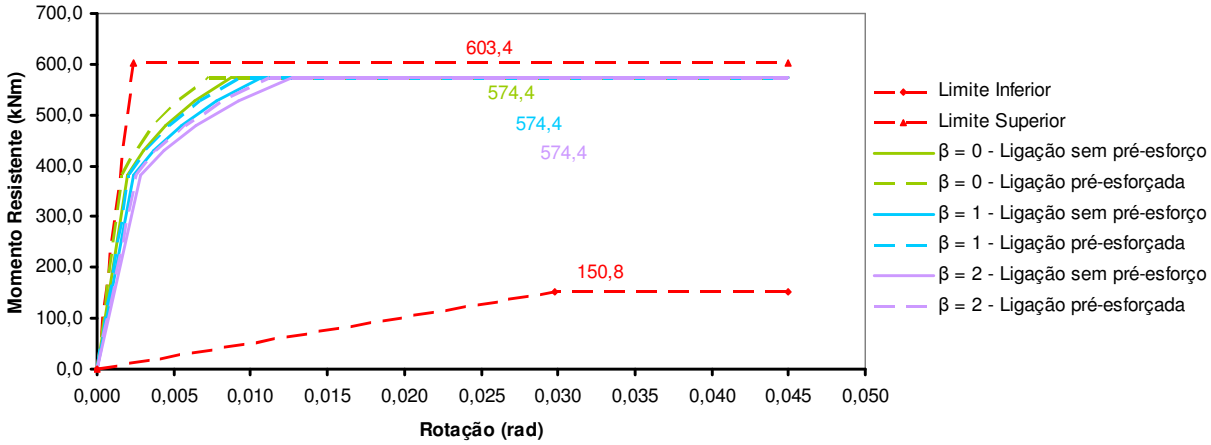


Gráfico 3.40 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/P1 – pórtico 2.

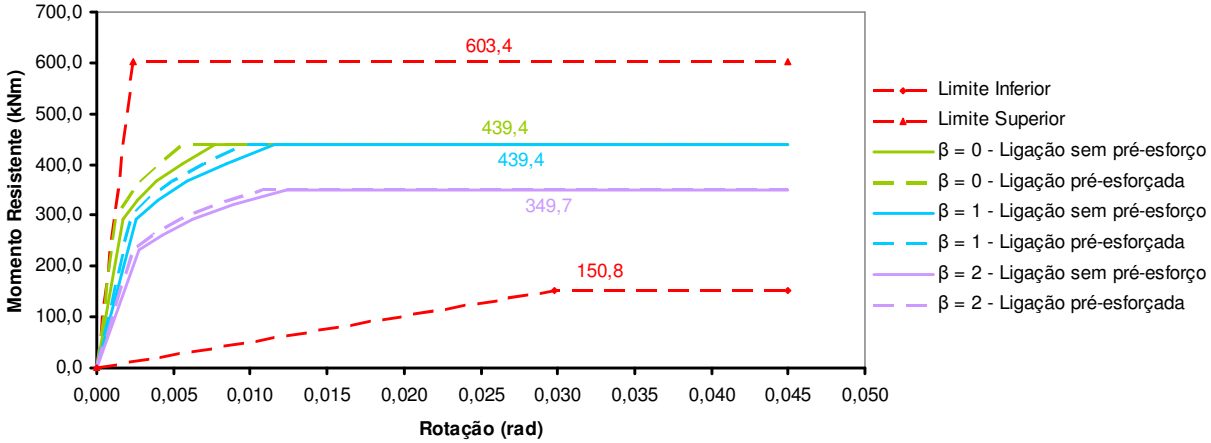


Gráfico 3.41 – Comportamento e classificação da ligação de chapa de topo estendida IPE500/HEA400 – pórtico 2.

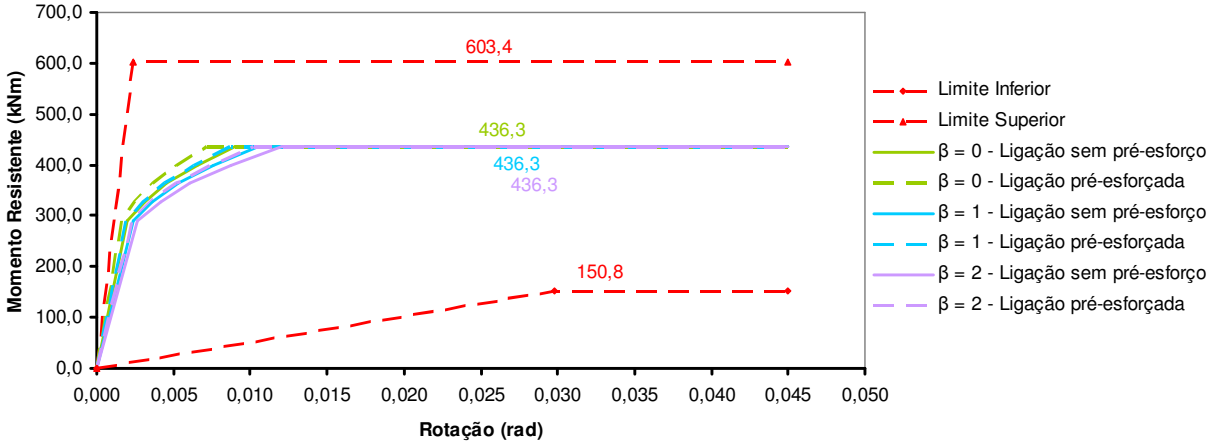


Gráfico 3.42 – Comportamento e classificação da ligação chapa de topo estendida IPE500/P2 – pórtico 2.

Da leitura dos gráficos acima, pode concluir-se que a ligação estudada de chapa de topo estendida é claramente uma ligação semi-rígida, tanto em termos de rigidez como em termos de resistência, apesar das diferenças significativas de rigidez nos vários pilares. A aplicação de pré-esforço nos parafusos não mostrou ser muito vantajosa, como se encontra evidenciado nos gráficos acima e como tal, o estudo prosseguirá com a ligação sem pré-esforço. Nos pilares com uma espessura de banzo de 25mm (HEB400 e P1) a resistência da ligação é próxima do limite superior de classificação do EC3, evidenciando um comportamento muito próximo do comportamento rígido. Contudo quando a espessura do banzo e da chapa de topo diminuem para 20mm existe uma quebra acentuada do momento resistente da ligação. Fica claro neste exemplo que a espessura da chapa de topo, assim como a espessura do banzo do pilar, são elementos preponderantes na resistência da ligação de topo.

3.3.2.2 Ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos

O segundo tipo de ligação a ser estudado para o pórtico 2, foi a ligação aparafusada com cantoneiras a ligar apenas os banzos da viga. A primeira escolha a ser feita tinha de ser uma secção para as cantoneiras de forma a que essa secção existisse no mercado. Foram escolhidas para o efeito cantoneiras L200x200x15 que se encontram tabeladas nos fabricantes mas já são de difícil aquisição por terem uma elevada espessura. O segundo critério a ter em conta na escolha da ligação é a escolha do diâmetro dos parafusos em função da espessura da banzo do pilar uma vez que é superior à espessura da cantoneira. De forma semelhante ao que aconteceu na chapa de topo estendida, utilizar-se-ão parafusos da classe 10.9. De forma a cumprir os critérios de ductilidade da Tabela 2.1 adoptou-se o diâmetro de 36mm (10.9) para banzos da espessura de 25mm e adoptou-se o diâmetro de 30mm (10.9) para banzos da espessura de 20mm. É assim assegurada um capacidade de rotação adequada para a ligação, desde que o mecanismo de ruptura da ligação seja pela chapa de topo ou pelo banzo do pilar. Se o mecanismo de ruptura for o painel de alma do pilar este tem de cumprir $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$ pelo que também cumpre em todas as secções escolhidas para os pilares.

Ao nível da pormenorização construtiva do reforço do painel de alma do pilar ao corte, estudou-se uma pormenorização semelhante à anterior. Mantendo como reforço base os cutelos de continuidade no pilar no prolongamento dos banzos da viga, foram avaliados os ganhos obtidos com a adição de uma chapa de reforço, duas chapas de reforço ou através de cutelos diagonais. Neste caso, das ligações com cantoneiras nos banzos da viga, rapidamente se chegou

à conclusão que o incremento de reforço do painel de alma do pilar face ao reforço com cutelos de continuidade, não se traduz em ganhos de resistência porque a rotura da ligação acontece sempre por flexão da aba da cantoneira, para valores baixos do momento flector. Também em termos de rigidez os ganhos são muito modestos (nunca superiores a 10% em relação ao reforço base). Como não existem variações do momento flector resistente, e, existem apenas ligeiras variações da rigidez, não são apresentados os resultados do comportamento deste tipo de ligação quando sujeita a variações do parâmetro β e a variações do tipo do reforço do painel do pilar.

Em termos esquemáticos, no que respeita à ligação da viga IPE500 com os quatro tipos de pilar (HEA400, HEB400, P1 e P2), as ligações aparafusadas de cantoneiras nos banzos, apresentam as seguintes configurações, no caso do pórtico 2:

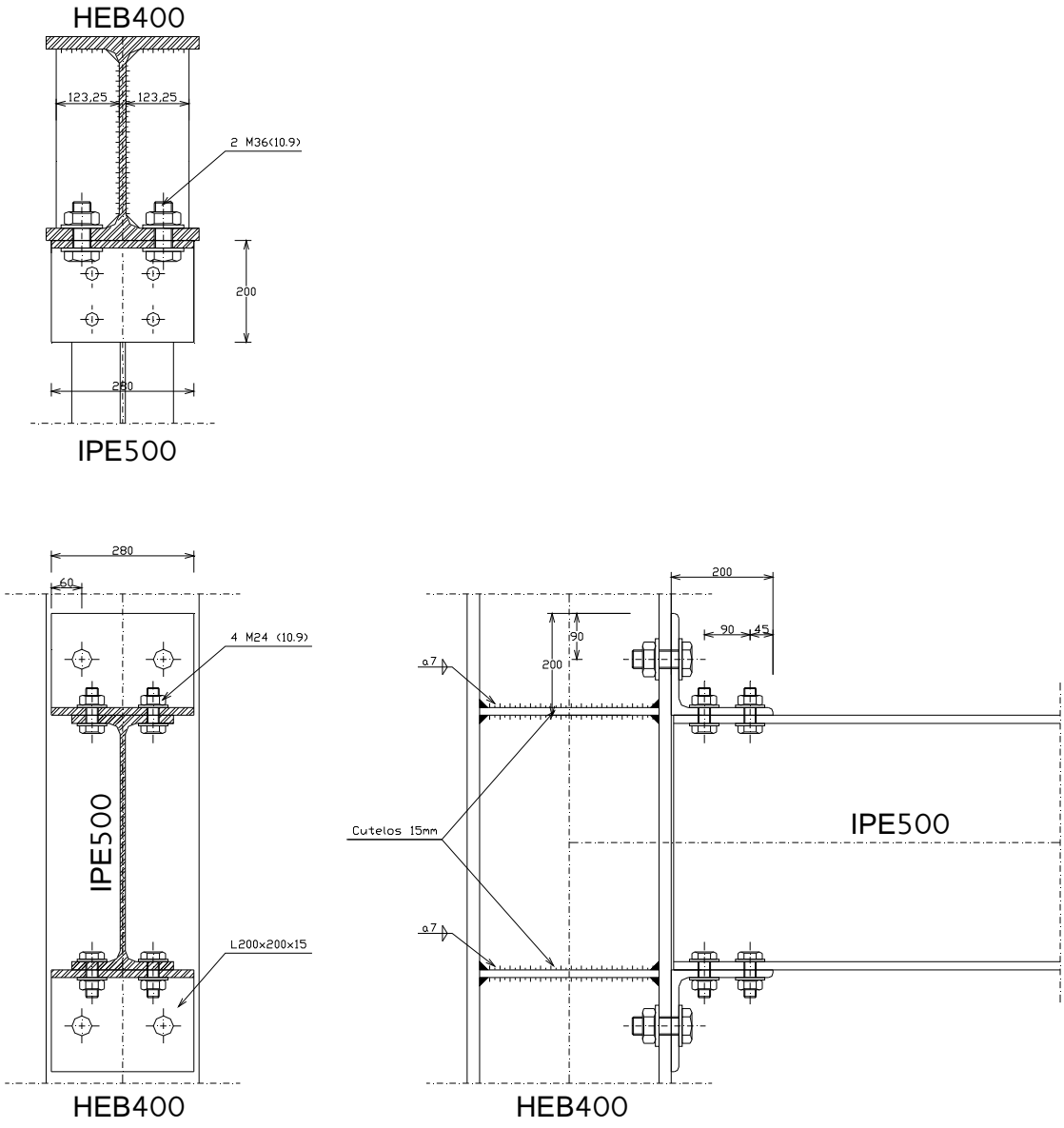


Figura 3.26 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzo – pilar HEB400.

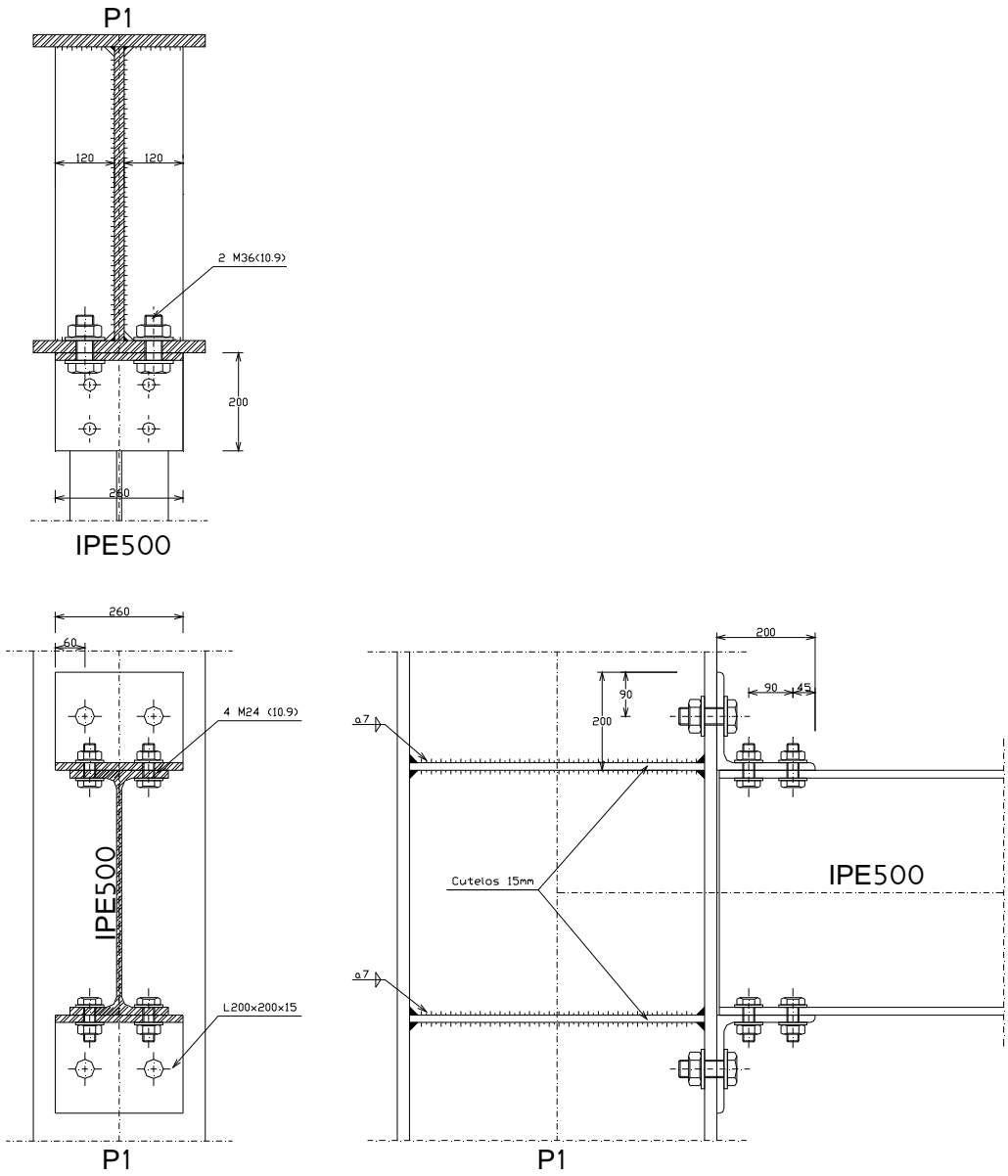
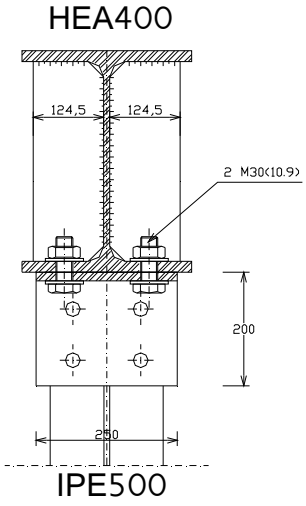


Figura 3.27 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzo – pilar P1.



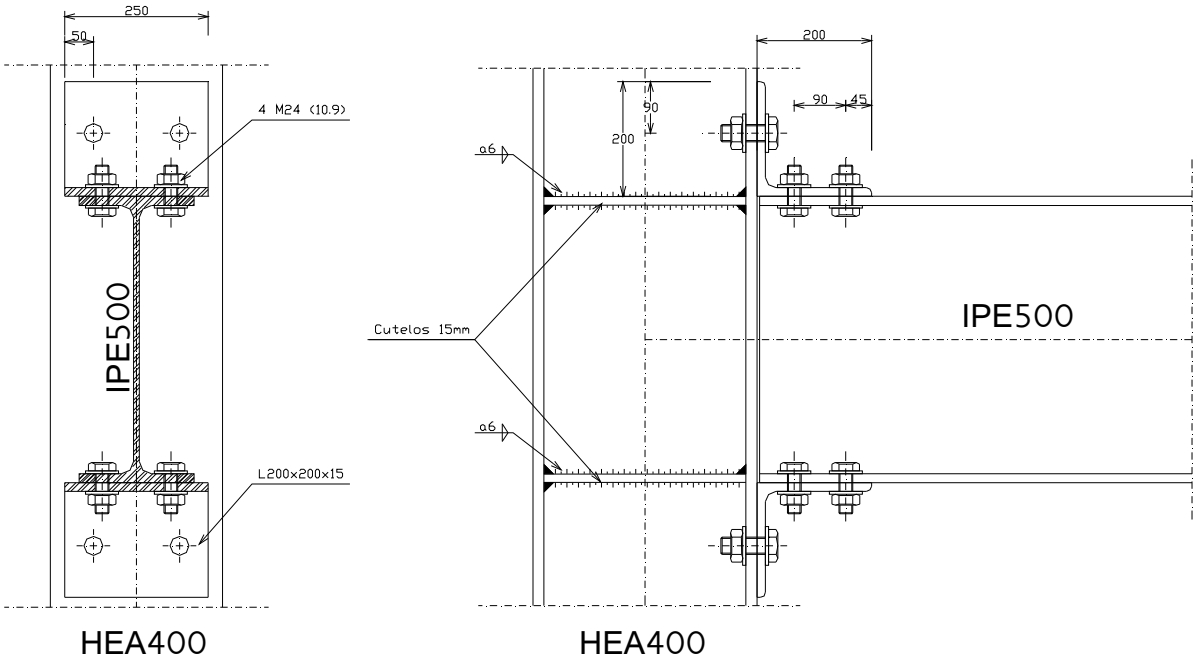


Figura 3.28 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzos – pilar HEA400.

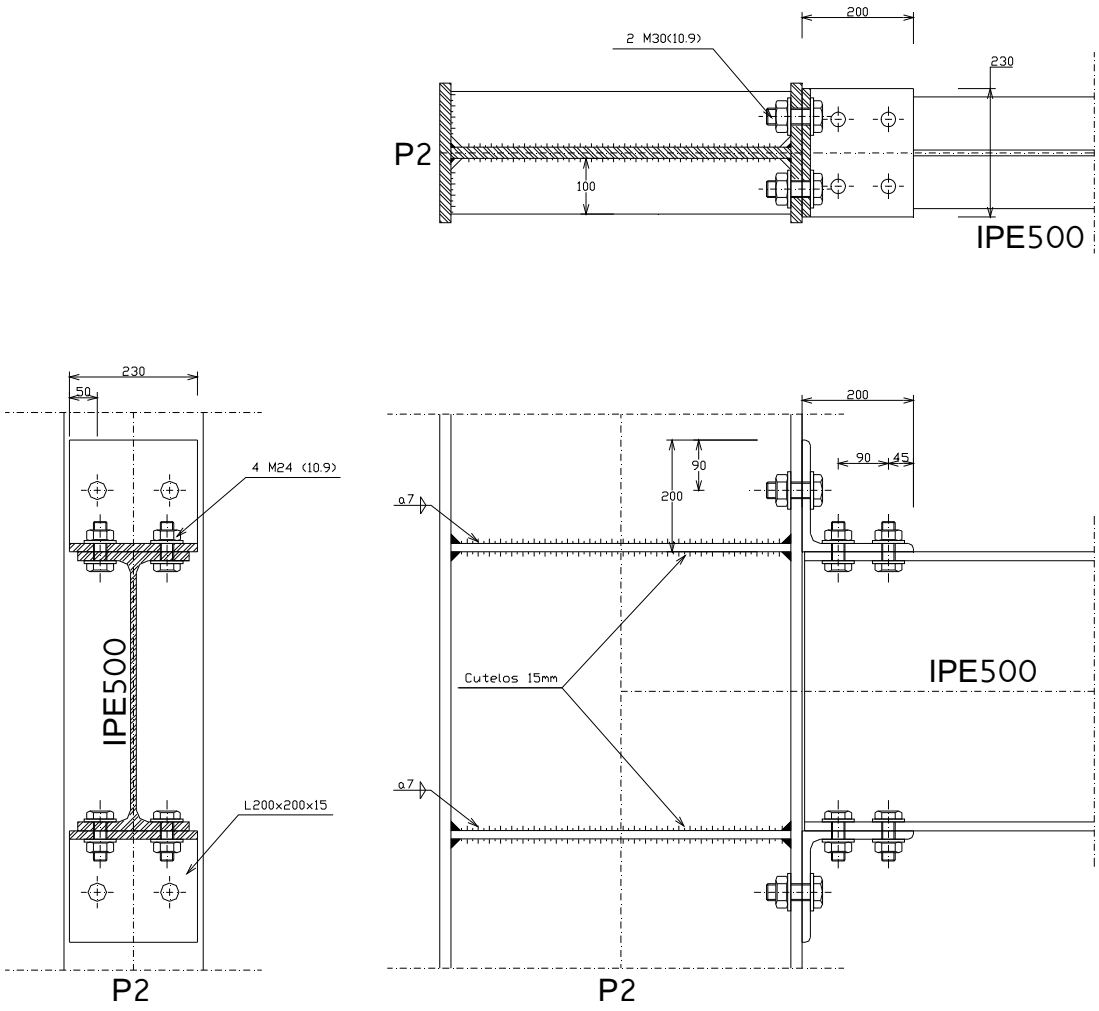


Figura 3.29 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de banzos – pilar P2.

Como já atrás referido, para este tipo de ligação, as variações do momento flector são nulas e as variações da rigidez são mínimas, quando se varia o parâmetro β. Também a variação do reforço do painel de alma do pilar ao corte não se traduz em ganhos de resistência e, traduz-se em ganhos muito pouco significativos de rigidez inicial da ligação. Como tal, adopta-se o reforço da alma do pilar apenas com cutelos de continuidade, apresentando-se de seguida o enquadramento das leis do comportamento das ligações na classificação do EC3. Tal como nos exemplos anteriores, são aqui representados os comportamentos da ligação quando os parafusos são sujeitos à aplicação do pré-esforço, num valor correspondente a 70% da sua capacidade resistente.

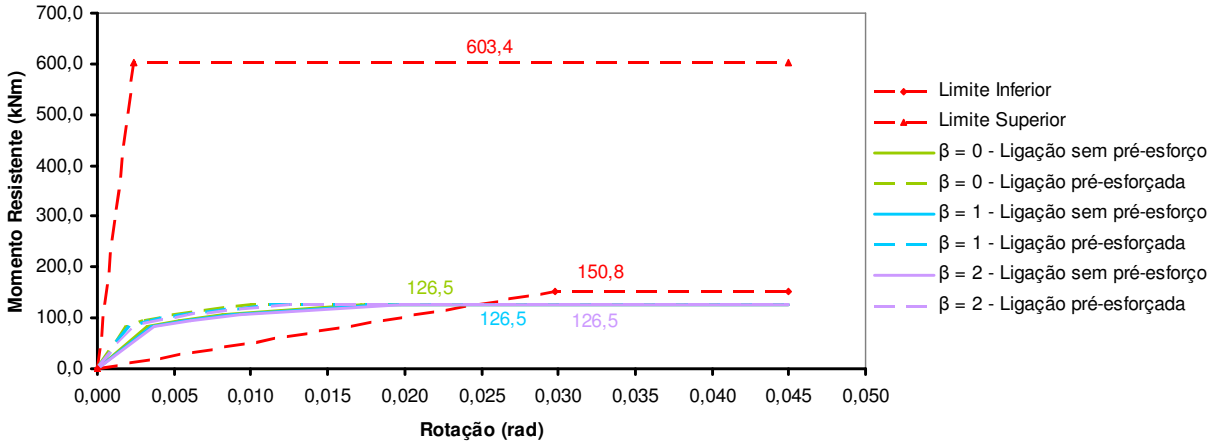


Gráfico 3.43 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/HEB400 – pórtico 2.

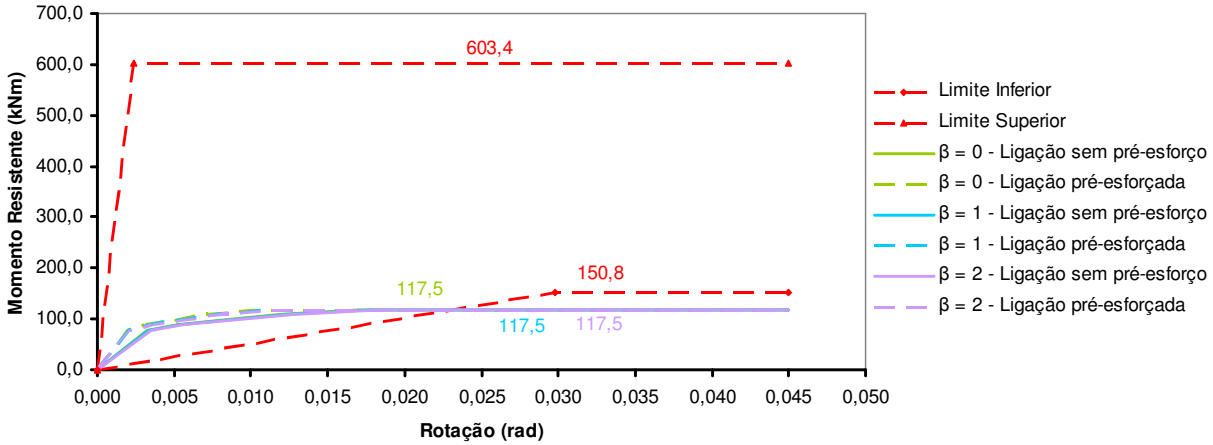


Gráfico 3.44 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/P1 – pórtico 2.

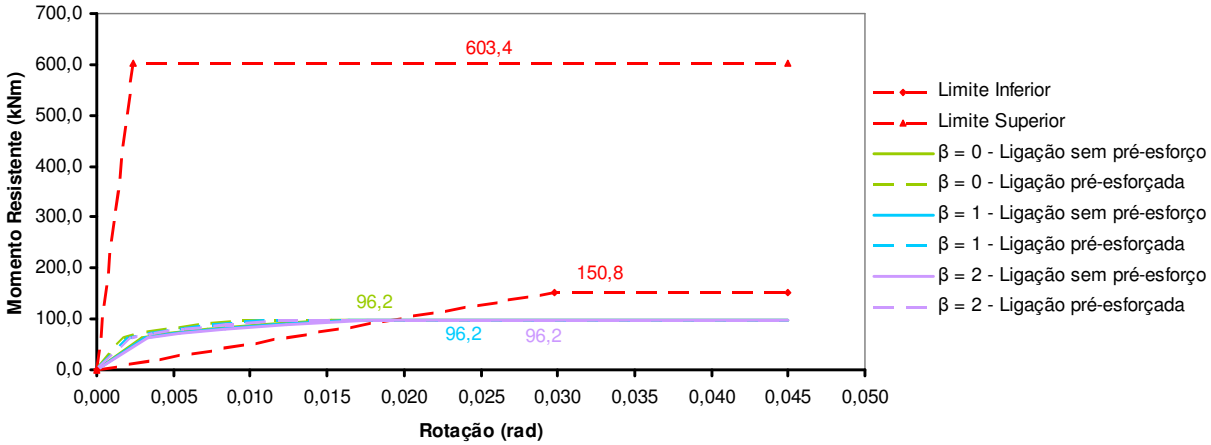


Gráfico 3.45 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/HEA400 – pórtico 2.

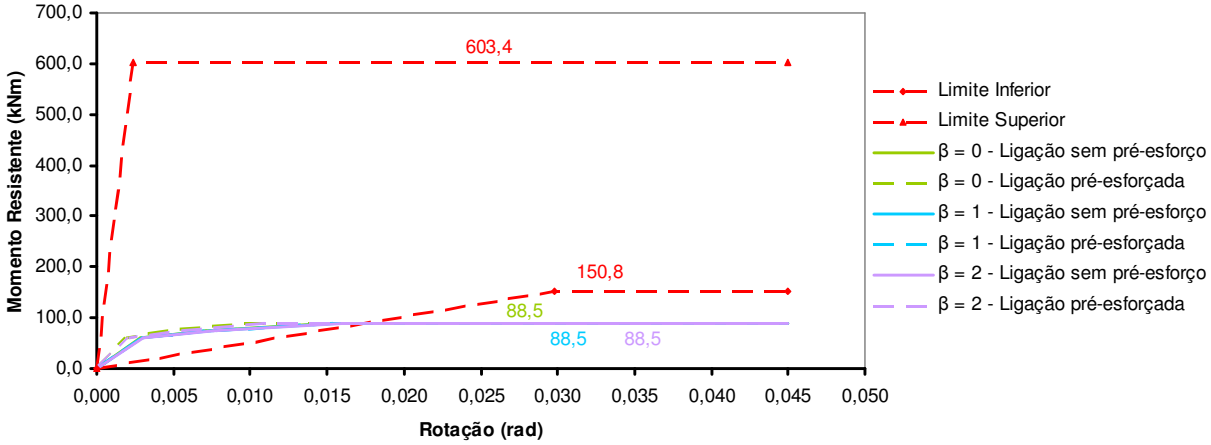


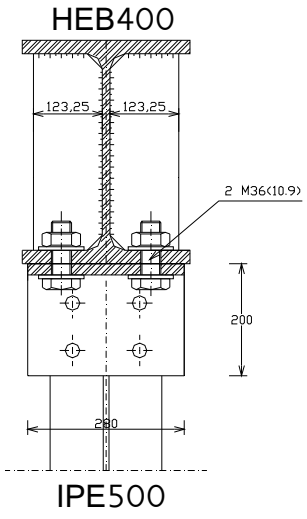
Gráfico 3.46 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos IPE500/P2 – pórtico 2.

Da leitura dos gráficos acima, pode concluir-se que a ligação estudada de cantoneiras nos banzos é uma ligação semi-rígida, que se for classificada em termos de momento resistente, numa eventual análise global plástica limite do pórtico, pode ser classificada como rotulada. Devido ao facto de o momento resistido pela ligação ser baixo (abaixo dos 25% do momento resistido pela secção da viga) não existem variações do momento resistente para os diferentes valores do parâmetro β, o que significa que o painel da alma do pilar é pouco solicitado ao corte. Quanto à rigidez inicial, as variações são muito pequenas, sendo contudo aconselhável o uso de pré-esforço nestes tipos de ligações, à semelhança do que foi visto na ligação do mesmo tipo no pórtico 1.

3.3.2.3 Ligação aparafusada de cantoneiras nos banzos e na alma da viga

O terceiro e último tipo de ligação estudado foi a ligação aparafusada com cantoneiras nos banzos e na alma da viga. A primeira escolha a ser feita foi a secção das cantoneiras de forma a que essa secção exista no mercado, tendo sido adoptadas as mesmas cantoneiras da ligação anterior (L200x200x15) para ligar os banzos. Para ligar a alma da viga foram adoptadas as cantoneiras L100x100x10. O segundo critério a ter em conta na escolha da ligação é a escolha do diâmetro dos parafusos em função da espessura da banzo do pilar uma vez que é superior à espessura da cantoneira. De forma semelhante ao que aconteceu na chapa de topo estendida, utilizar-se-ão parafusos da classe 10.9. Para cumprir os critérios de ductilidade da Tabela 2.1 adoptou-se o diâmetro de 36mm (10.9) para banzos da espessura de 25mm e adoptou-se o diâmetro de 30mm (10.9) para banzos da espessura de 20mm. É assim assegurada um capacidade de rotação adequada para a ligação, desde que o mecanismo de ruptura da ligação seja pela chapa de topo ou pelo banzo do pilar. Se o mecanismo de ruptura for o painel de alma do pilar este tem de cumprir $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$ pelo que também cumpre em todas as secções escolhidas para os pilares.

Ao nível da pormenorização do reforço do painel de alma do pilar, foi estudada uma pormenorização semelhante à anterior. O pormenor de referência será constituído por cutelos de continuidade na alma do pilar na continuidade dos banzos da viga, tendo sido estudadas soluções em que foi adicionada uma chapa de reforço na alma, duas chapas de reforço da alma e o reforço com um cutelo diagonal. Em termos esquemáticos, no que respeita à ligação da viga IPE500 com os quatro tipos de pilar (HEA400, HEB400, P1 e P2), as ligações aparafusadas de cantoneiras nos banzos e na alma da viga, apresentam as seguintes configurações, para o caso do pórtico 2:



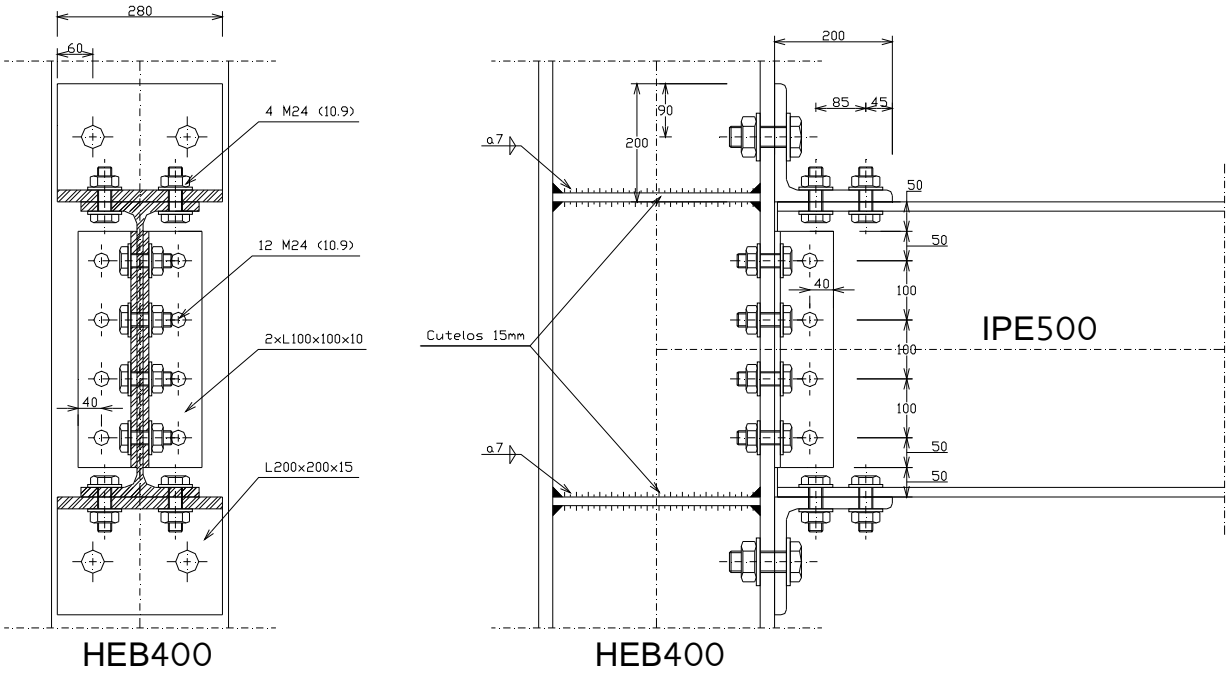


Figura 3.30 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar HEB400.

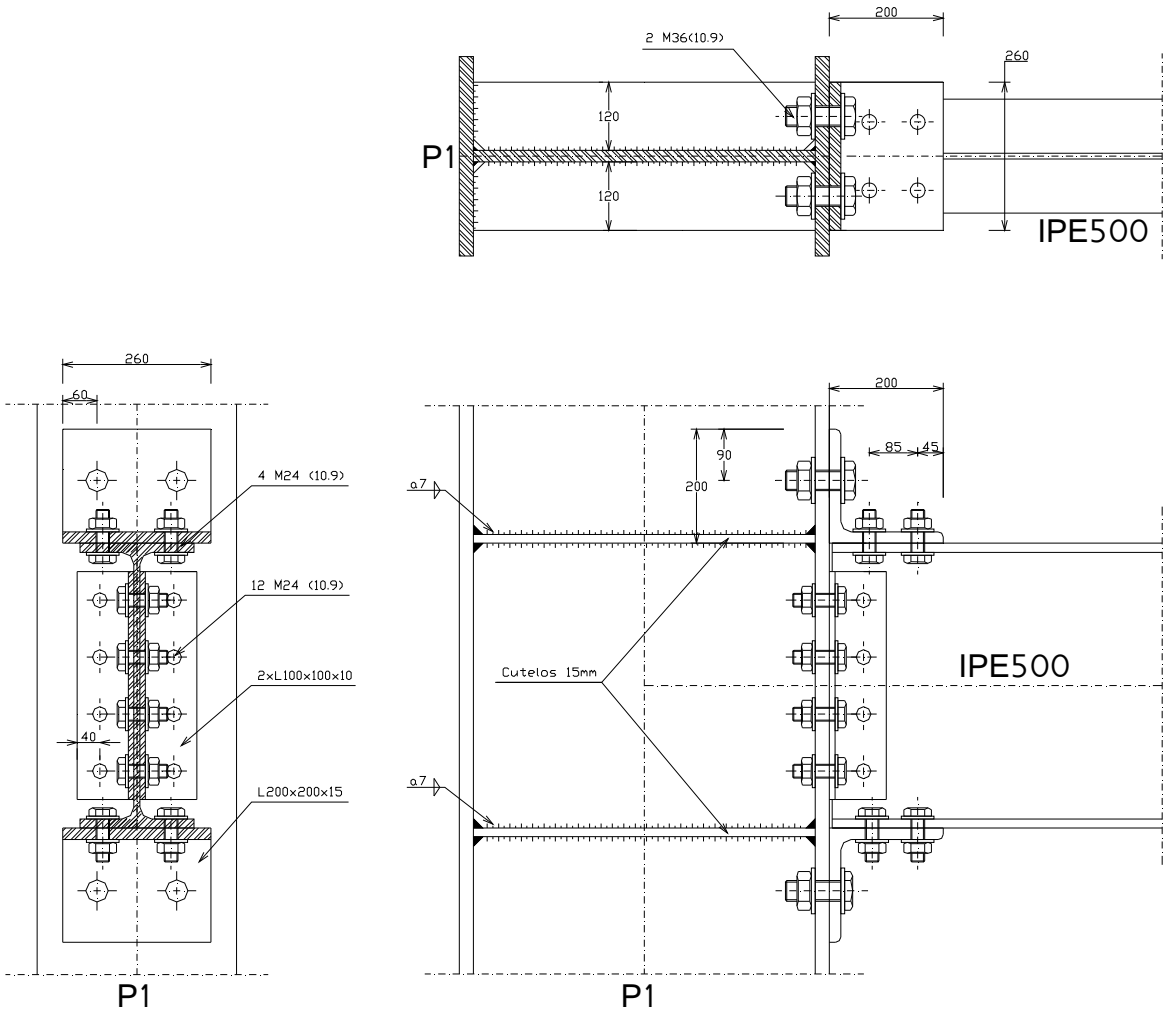


Figura 3.31 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar P1.

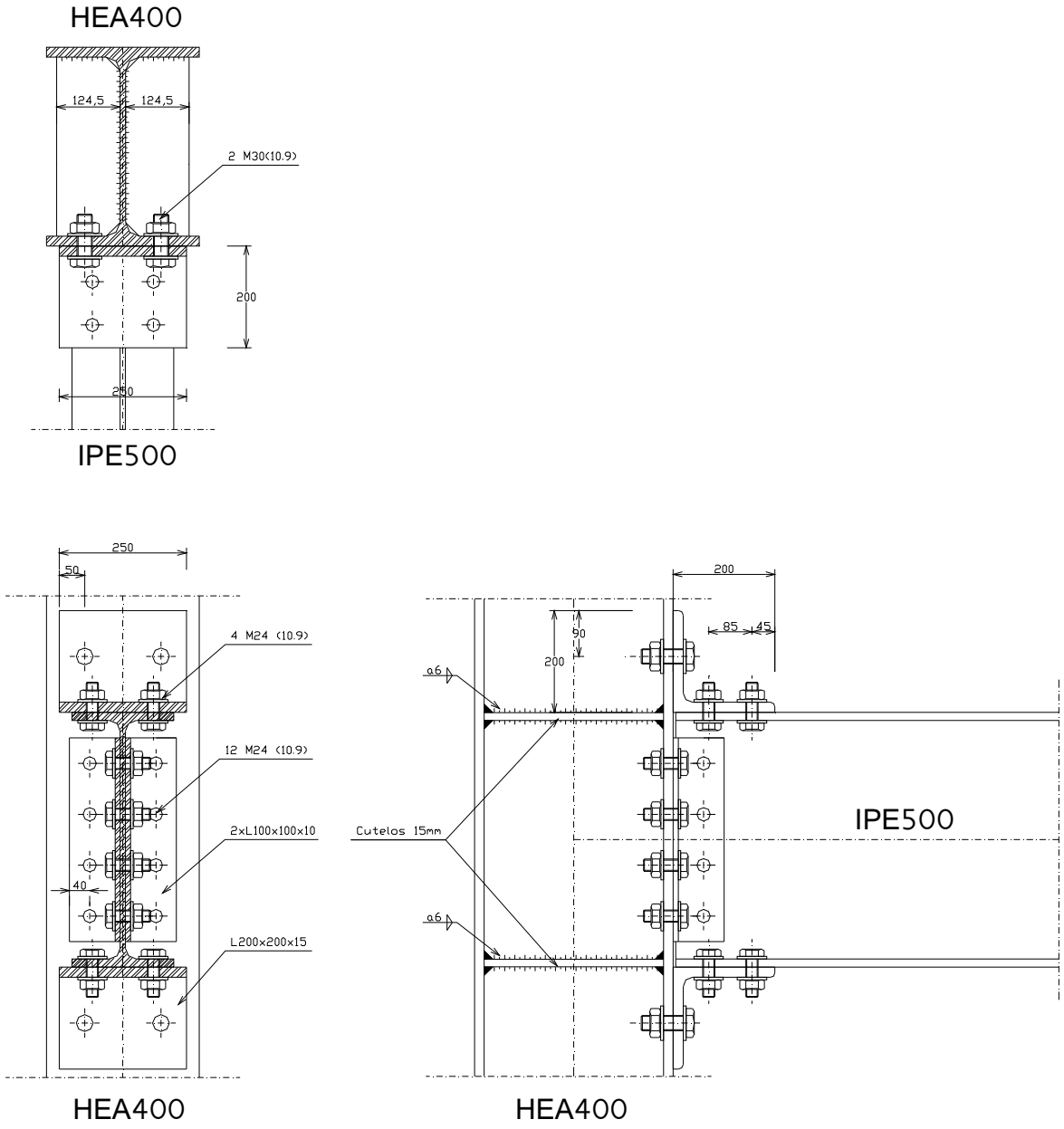
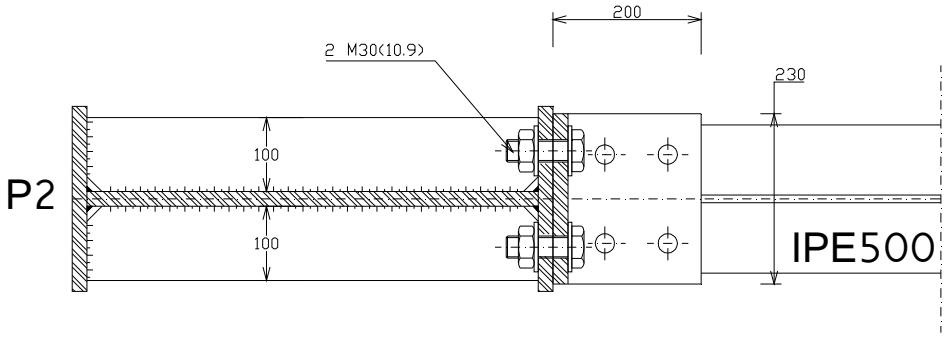


Figura 3.32 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar HEA400.



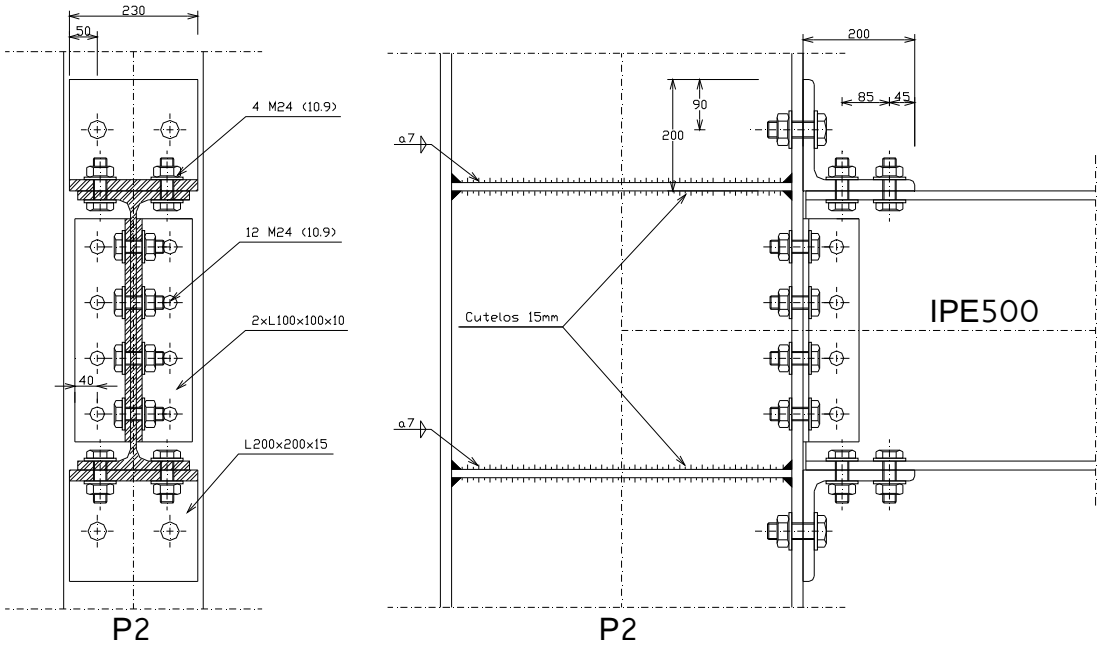


Figura 3.33 – Ligação tipo do pórtico 2 – cantoneiras de alma e banzos – pilar P2.

Para o estudo paramétrico e como já atrás referido, estudaram-se as mesmas quatro situações de reforço do painel de alma do pilar da ligação anterior. Na seguinte figura mostra-se a pormenorização destas ligações apenas para o pilar HEB400:

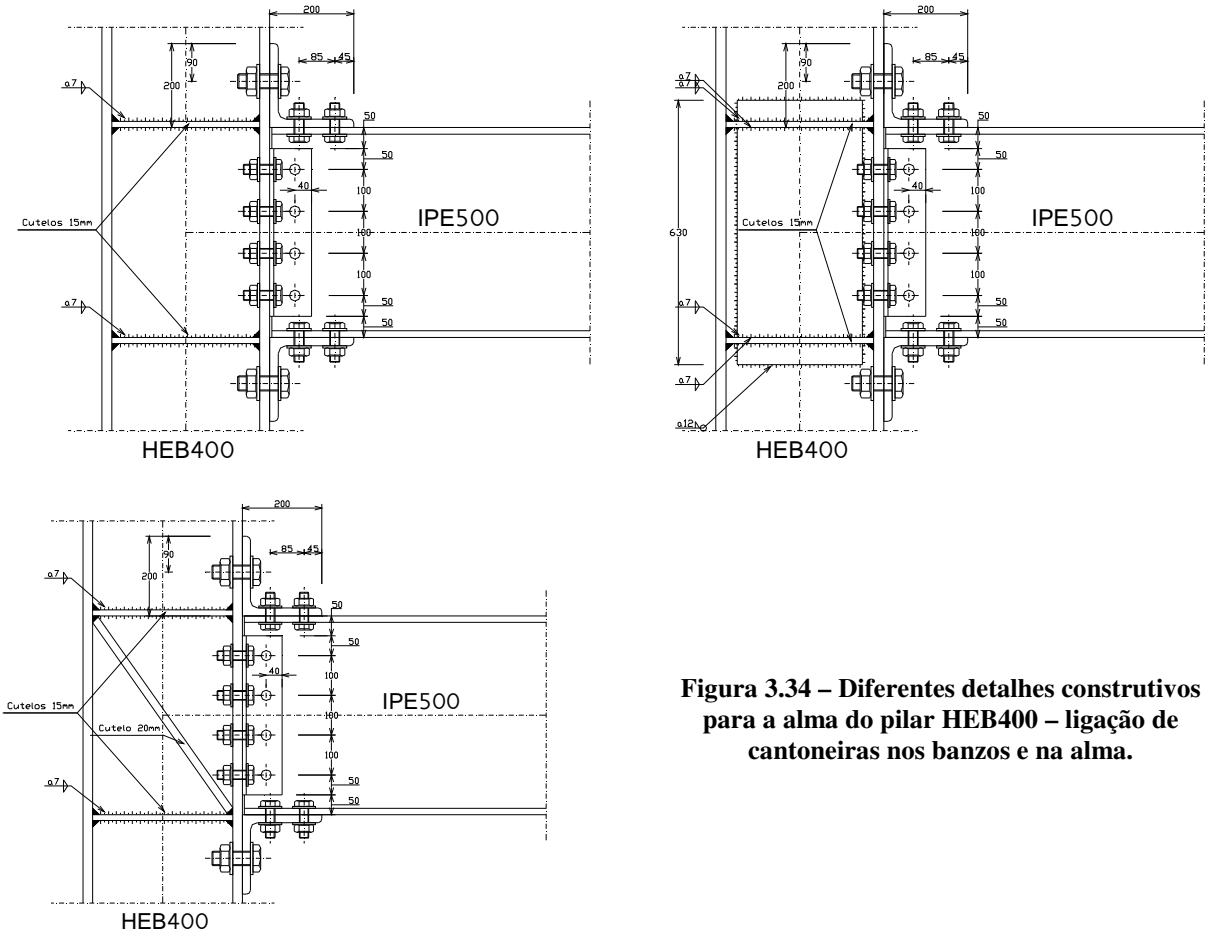


Figura 3.34 – Diferentes detalhes construtivos para a alma do pilar HEB400 – ligação de cantoneiras nos banzos e na alma.

Fez-se variar o parâmetro β ($\beta = 0$, $\beta = 1$ e $\beta = 2$) e fez-se variar o tipo de reforço dado à alma do pilar. Para os pilares P1 e P2, a variação do parâmetro β e a variação do reforço da alma do pilar não têm influência na resistência da ligação, tal como sucedeu nas ligações de cantoneiras nos banzos. Contudo, para os pilares HEB400 e HEA400 existe uma ligeira redução de resistência (< 10%) quando $\beta = 2$ e o reforço do painel de alma do pilar apenas é feito com cutelos de continuidade. Como estes pilares são extremos, o valor do parâmetro β é sempre igual a 1 pelo que o momento resistente da ligação não é influenciado pelo reforço do painel de alma do pilar. Em termos de rigidez inicial as variações são muito pequenas, inferiores a 12%, quando se faz variar o tipo de reforço do painel de alma do pilar. A variação do parâmetro β também não faz variar significativamente a rigidez inicial da ligação, sendo a variação máxima de 25% o que em termos de rigidez inicial é pouco significativo.

As diferenças encontradas na resistência e na rigidez inicial das ligações foram muito subtis pelo que não serão mostrados os gráficos do estudo paramétrico para este tipo de ligação. Como o reforço com cutelos de continuidade mostrou ser suficiente para a ligação em estudo, foi adoptado como o reforço deste tipo de ligação.

É chegada a altura de enquadrar o comportamento semi-rígido da ligação na classificação protagonizada no EC3 parte 1.8. Ao fazer este enquadramento e tal como aconteceu para as ligações do pórtico 1, analisaram-se os ganhos obtidos quando a ligação é pré-esforçada a 70% da capacidade dos parafusos. Foram elaborados os seguintes gráficos, que já incluem a classificação da ligação, pelo EC3:

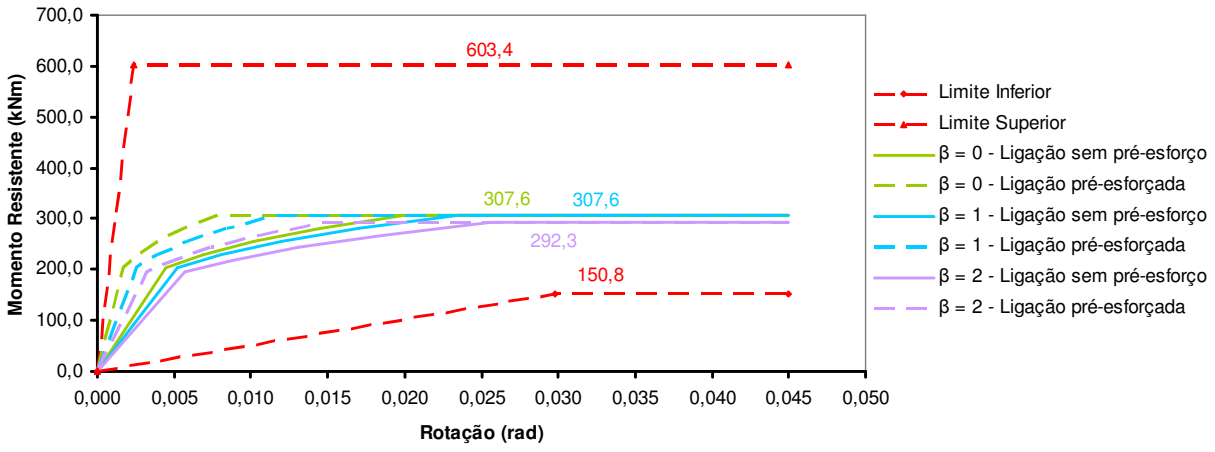


Gráfico 3.47 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/HEB400 – pórtico 2.

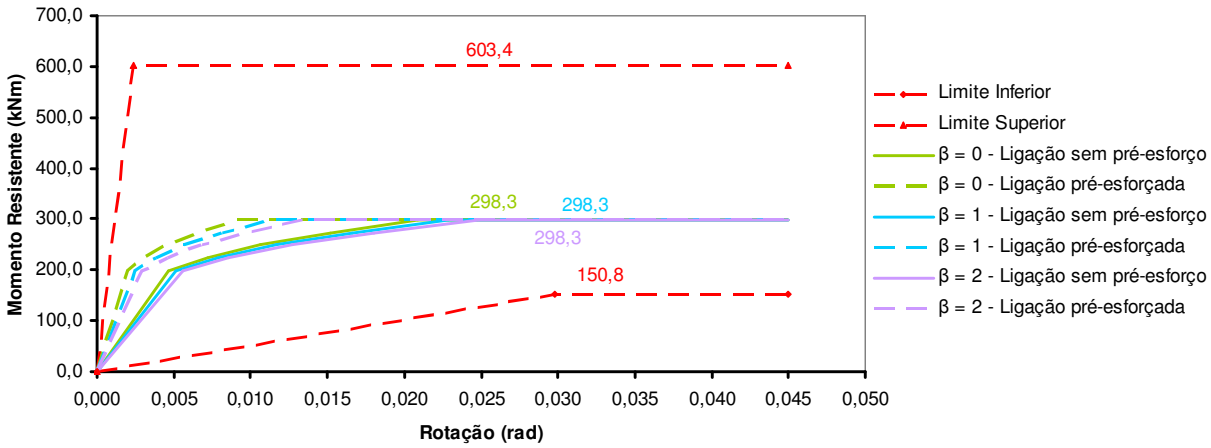


Gráfico 3.48 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/P1 – pórtico 2.

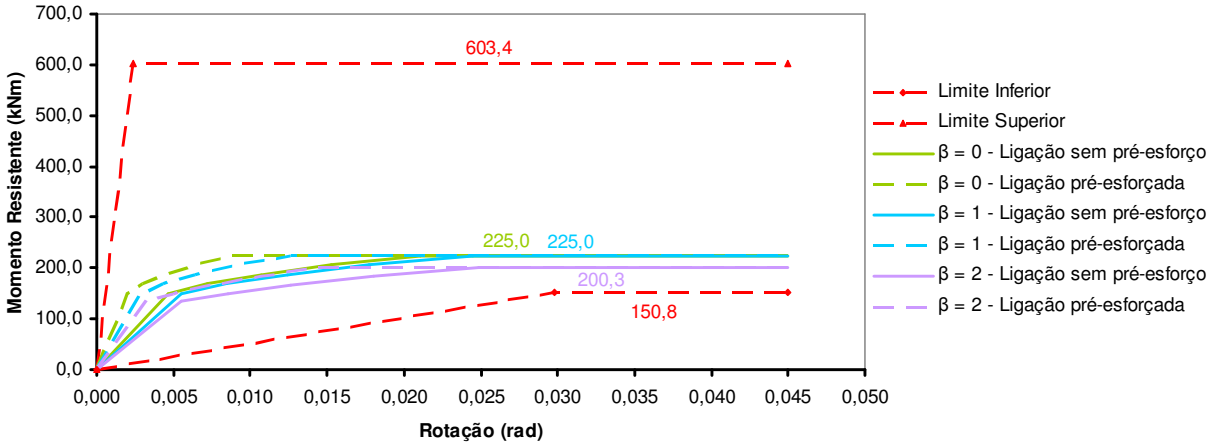


Gráfico 3.49 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/HEA400 – pórtico 2.

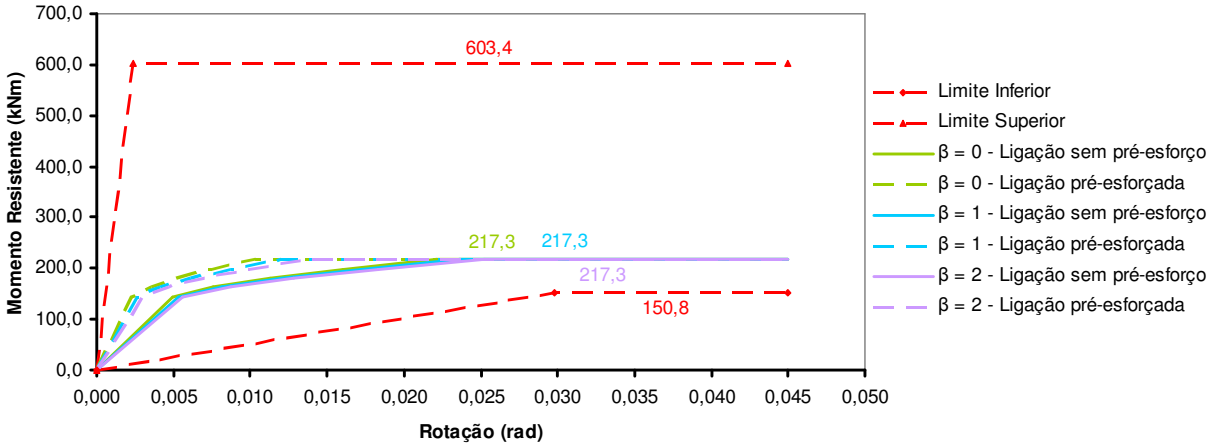


Gráfico 3.50 – Comportamento e classificação da ligação de cantoneiras nos banzos e na alma IPE500/P2 – pórtico 2.

Da leitura dos gráficos acima, pode concluir-se que a ligação estudada de cantoneiras nos banzos e na alma da viga é claramente uma ligação semi-rígida, tanto em termos de rigidez como em termos de resistência. A aplicação de pré-esforço nos parafusos mostrou ser vantajosa, como se encontra evidenciado nos gráficos acima, podendo aumentar a rigidez inicial cerca de duas vezes e meia. Nos pilares com uma espessura de banzo de 25mm (HEB400 e P1) a resistência da ligação é cerca de 30% maior que nos pilares com um banzo de 20mm. Para os pilares P1 e P2 com uma alma bastante espessa (20mm), quase não existem diferenças no comportamento da ligação quando o parâmetro β varia entre 0 e 2.

4 MODELAÇÃO E CALIBRAÇÃO NÚMERICA DO PROGRAMA DE CÁLCULO ROBOT MILLENNIUM

4.1 ASPECTOS GERAIS

No capítulo anterior foi abordado o estudo do comportamento de várias ligações semi-rígidas pertencentes a pórticos correntemente utilizados na prática. Tentou-se descobrir quais são os componentes ou parâmetros que têm mais influência no comportamento das ligações para que estas sejam correctamente dimensionadas sem ter um acréscimo de custos de fabrico desnecessário e mantendo bons critérios de resistência e segurança, mantendo sempre os critérios de ductilidade da ligação. Este é sem dúvida um ponto fundamental das ligações semi-rígidas: a ductilidade da ligação. Tal como acontece para as secções metálicas, que têm que ser de classe 1 para se poderem correr análises plásticas ou elasto-plásticas em pórticos, nas ligações semi-rígidas temos que assegurar que a rotura é dúctil para se poderem correr análises não lineares do comportamento da ligação. Todos estes aspectos já foram evidenciados no capítulo anterior.

Uma vez conhecidas as leis de comportamento das ligações, é necessário introduzi-las num programa de cálculo de pórticos. Sendo este um trabalho de investigação em que se pretende que as conclusões daqui resultantes sejam aplicadas na prática, decidiu-se utilizar um software comercial de cálculo de pórticos metálicos: Robot Millennium. É possível neste programa analisar pórticos com ligações semi-rígidas (podendo introduzir uma lei de comportamento da ligação linear ou não linear desde que seja explicita) introduzindo os efeitos de 2ª ordem (perda/ganho de rigidez por efeito do esforço axial), o espalhamento da plasticidade pelo método das fatias (formulação de Timoshenko) e escrevendo as equações de equilíbrio da posição deformada (análise não linear geométrica). Apesar da documentação fornecida pelo programa não ser muito clara em termos da formulação dos algoritmos internos, com alguns ensaios e experimentações conseguiu-se desvendar as várias opções não lineares do programa. Em termos comerciais é um programa conhecido por ser "user friendly", em que a introdução de dados é intuitiva e a apresentação de resultados é muito clara, sendo a versatilidade e a visualização de resultados um ponto forte, face a outro tipo de programação em que a análise de resultados é feita em listagens de números e, portanto difícil.

4.2 MODELAÇÃO NO PROGRAMA ROBOT MILLENNIUM

4.2.1 Introdução

Pretende-se nos seguintes subcapítulos fazer uma abordagem prática e didáctica, sem recorrer a demasiadas formulações teóricas, do que é uma análise elástica, análise linearizada de segunda ordem (inclusão dos efeitos P-Λ), análise não linear geométrica (efeitos P-Λ e P-δ) e análise com espalhamento da plasticidade.

4.2.2 Análise Elástica vs Análise Linearizada de 2ª Ordem vs Análise Não Linear Geométrica

A análise elástica é a mais utilizada para o cálculo de pórticos metálicos. No programa Robot Millennium basta utilizar um elemento finito por barra para ter resultados precisos.

A análise linearizada de 2ª ordem têm em consideração os efeitos da redução de rigidez caso a viga-coluna esteja comprimida e aumento de rigidez caso a viga-coluna esteja traccionada. É utilizada a formulação linear ou seja a matriz de rigidez do elemento $\left[K_{ij}^{t}\right]$ é dada por:

$$\left[K_{ij}^{t}\right]=\left[K_{ij}^{el}\right]-N\left[G_{ij}\right] \tag{4.1}$$

Sendo:

$\left[K_{ij}^{t}\right]$ - Matriz de rigidez do elemento;

$\left[K_{ij}^{el}\right]$ - Matriz de rigidez elástica do elemento;

$\left[G_{ij}\right]$ - Matriz de rigidez geométrica do elemento;

N – Esforço axial na extremidade do elemento (N é positivo se for de compressão).

Este tipo de análise é tornado activo seleccionando o visto “non linear analysis” (Figura 4.1). A desvantagem da utilização da formulação linear está na utilização de pelos menos 3 ou quatro elementos finitos por barra, para a obtenção correcta das cargas criticas do pórtico ou do elemento. Contudo, para o cálculo de pórticos correntes esta formulação permite o cálculo com a inclusão dos efeitos P-Λ, havendo apenas a necessidade de subdividir as barras em pelo menos

três elementos finitos por barra. No entanto é necessário recorrer a algoritmos de resolução não linear dos sistemas de equações, visto que a força axial N entra na matriz de rigidez, o que sugere logo um processo iterativo. Foi utilizado neste trabalho o processo de resolução de Newton Raphson com actualização da matriz de rigidez a cada iteração, designado no programa de cálculo por "Full Newton Raphson".

A análise não linear geométrica é conseguida pelo programa escrevendo as equações de equilíbrio, em cada iteração, na configuração deformada. De acordo com a formulação do programa, é necessário subdividir os elementos barra em vários elementos finitos, ou seja, quando mais elementos finitos houverem por barra melhores são os resultados obtidos, podendo assim ser observados os efeitos P-δ. Esta opção pode ser activada seleccionando o visto "P-delta analysis" e é automaticamente seleccionado o visto "non linear analysis" (Figura 4.1).

A diferença entre o "P-delta analysis" e o "non linear analysis" (designações do programa) é que o "non linear analysis" só actualiza os deslocamentos da barra mas a geometria da estrutura não é actualizada em cada iteração, ou seja, as equações de equilíbrio são sempre escritas na configuração indeformada, enquanto que o "P-Delta analysis" escreve as equações de equilíbrio na configuração de deformada, sendo este último tipo de análise utilizado em estruturas que sofram de médios ou grandes deslocamentos. As diferenças entre os dois tipos de análise tornar-se-ão claros com dois exemplos estudados adiante.

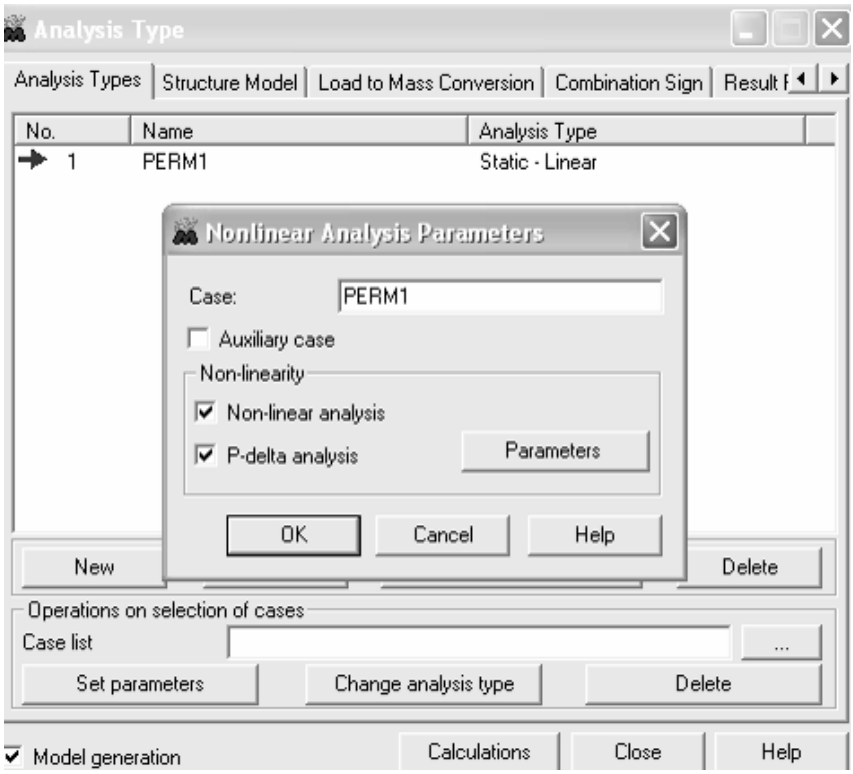


Figura 4.1 – Selecção do tipo de análise no programa Robot Millennium.

Ao clicar no botão de "parameters" temos acesso às opções de resolução não linear, podendo definir os critérios de convergência e de incrementação de carga, ver seguinte figura:

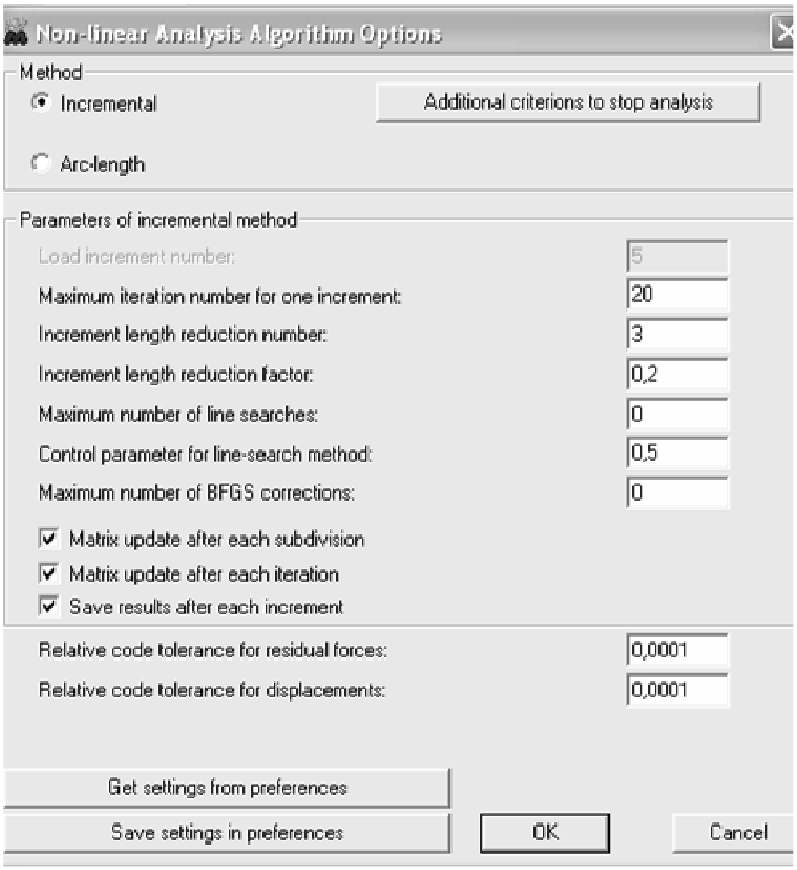


Figura 4.2 – Opções do método iterativo.

Como já foi referido atrás, o método utilizado foi o "Full Newton Raphson" que se torna activo seleccionado os dois primeiros vistos respeitantes à actualização da matriz de rigidez.
O critério de convergência de cada iteração é dado pelas duas últimas linhas, onde se admitiu uma divergência de 0.0001 para as forças residuais. Na segunda linha do quadro de opções do método incremental, tem-se o número máximo de iterações que o programa faz para tentar obter convergência. Se a convergência não for obtida, o programa volta ao último incremento de carga em que se obteve convergência, e subdivide a incrementação por 5, ou seja multiplica a incrementação da carga por 0.2 (linha nº4 da figura), reduzindo assim o passo. Se a convergência não for obtida, o programa volta outra vez atrás (à última convergência) e volta a multiplicar a incrementação por 0.2 tornando o passo ainda mais curto. Isto acontece sucessivamente, o número de vezes que for definido na linha nº3 que no presente trabalho foi definido igual a 3. Após as três tentativas de convergência o programa pára de calcular. Ao clicar no botão "additional criterions to stop analysis" aparece a seguinte janela:

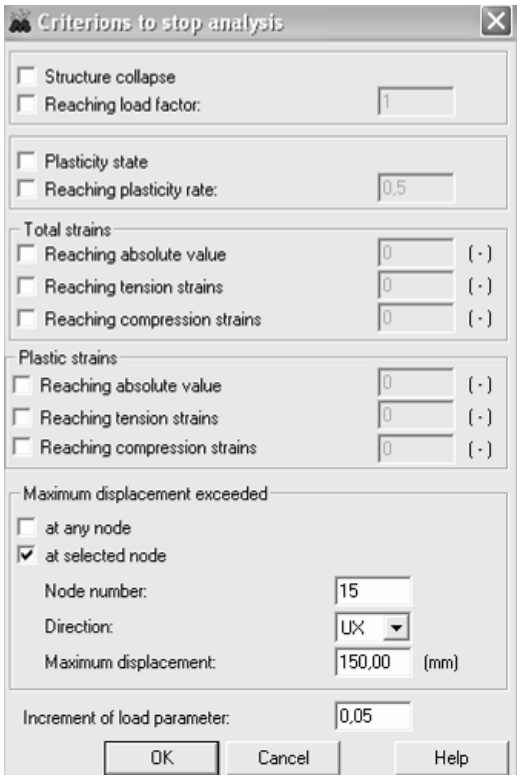


Figura 4.3 – Opções adicionais do método iterativo.

Aqui é definida a incrementação da carga (última linha). Por segurança e para que o programa não fique eternamente a calcular, admitiu-se um deslocamento horizontal máximo admissível para cada pórtico. Ao ser atingido este deslocamento o programa automaticamente pára o processo de cálculo. Contudo convém que este deslocamento seja grande porque serão feitas análises elasto-plásticas em que se pretende conhecer o comportamento do pórtico desde o início do carregamento até à ruptura.

Uma vez explicado o processo de cálculo serão apresentados dois exemplos simples que pretendem elucidar o leitor para as diferenças entre uma análise elástica, análise de 2ª ordem linearizada e uma análise não linear geométrica. O primeiro exemplo é um pilar em consola (HEA300) com uma altura de 5m, com uma carga vertical de compressão 3500kN e uma força horizontal de 50 kN. Mostram-se de seguida os seguintes diagramas de esforços, para os três tipos de análise:

- Esforços axiais (amarelo);
- Esforços de corte (roxo);
- Momentos flectores (vermelho);
- Deformada.

A carga critica deste pilar é de 3785kN pelo que o esforço vertical de 3500kN é propositado para realçar os efeitos de 2ª ordem.

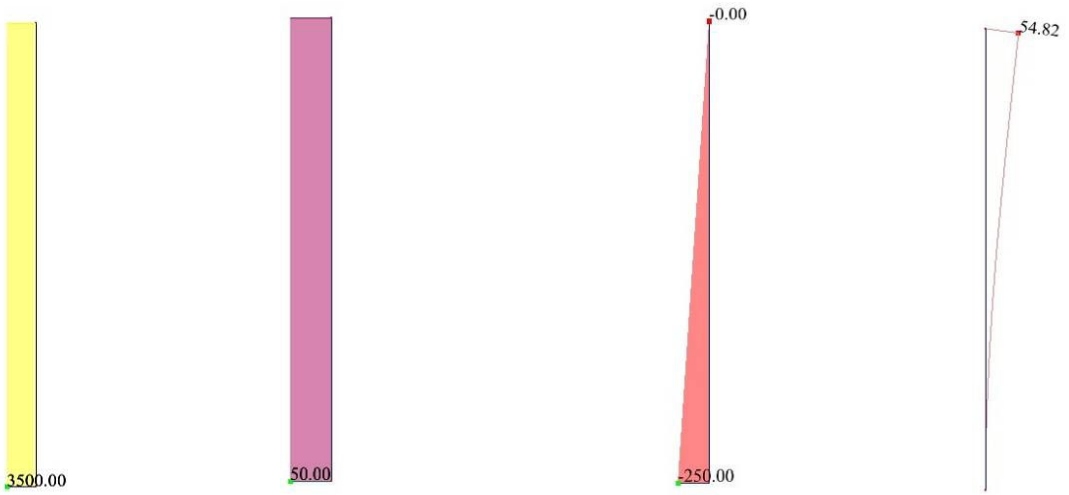


Figura 4.4 – Diagramas de esforços para a análise elástica linear – pilar em consola (1 elemento finito).

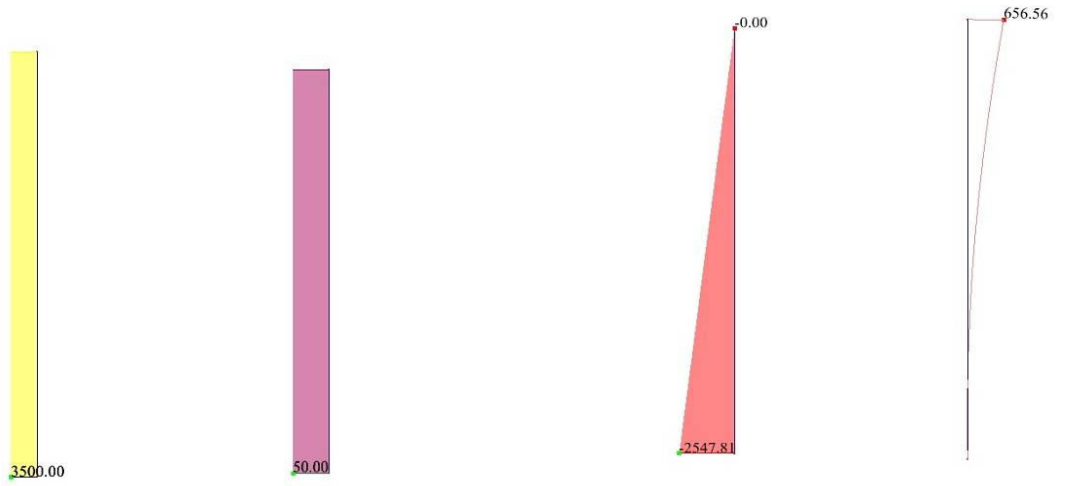


Figura 4.5 – Diagramas de esforços para a análise de 2ª ordem linearizada – pilar em consola (1 elem. finito).

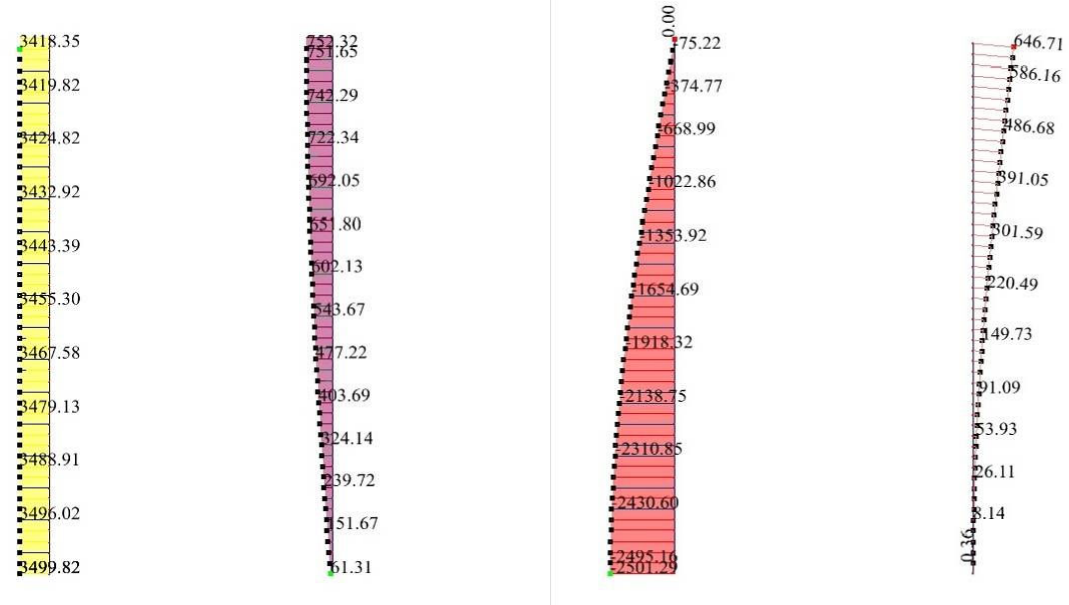


Figura 4.6 – Diagramas de esforços para a análise linear geométrica – pilar em consola (50 elem. finitos).

Da análise dos diferentes diagramas de esforços realça-se que:

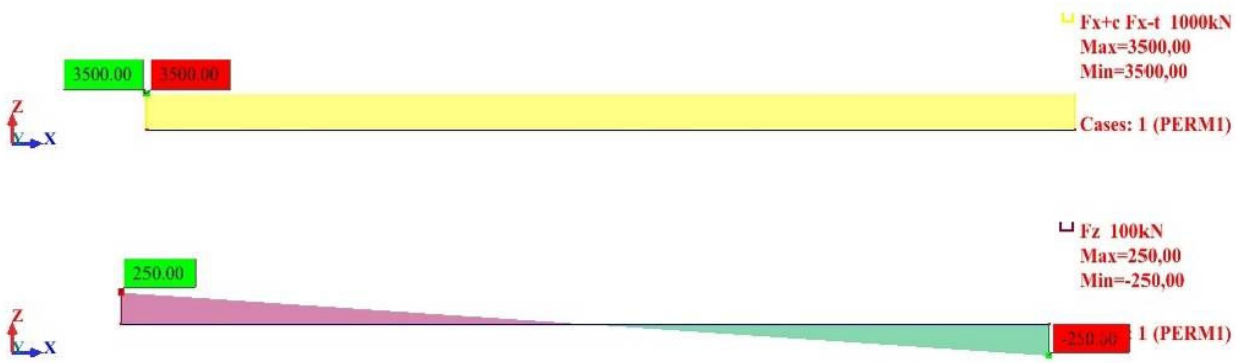
- Entre a análise linear e a análise linearizada de 2ª ordem, encontram-se diferenças ao nível de momentos flectores e da deformada; o momento flector na base do pilar aumenta devido à excentricidade que a força vertical têm à medida que a deformação aumenta, e, a deformada também aumenta devido ao fenómeno anterior e devido à diminuição da rigidez à flexão porque o esforço axial é elevado, ou seja, é próximo da carga critica);

- Da segunda para a terceira análise podem ver-se diferenças no esforço axial, no esforço transverso e no momento flector, porque ao ser actualizada a geometria da estrutura as forças inicialmente aplicadas ficam com diferentes inclinações em relação ao eixo da barra ao longo do carregamento, ou seja, o que no inicio era uma carga de compressão no fim já tem uma componente de compressão e outra de esforço transverso; o momento flector deixa de ser linear porque a geometria do pilar deixa de ser rectilínea e o momento flector na base diminui não só porque o pilar resiste aos esforços de maneira diferente mas também porque o braço da força vai diminuindo ao longo do carregamento.

De notar que fazendo a análise linearizada de 2ª ordem com vários elementos finitos o esforço axial e o esforço de corte mantém-se iguais mas o diagrama de momento flector tende para a forma do diagrama obtido pela análise não linear geométrica, contudo, os valores de momentos flectores na base aumentam (2739 kNm) e deslocamento horizontal no topo do pilar continua igual, em relação à análise linearizada de 2ª ordem com um elemento finito.

Se fosse elaborada uma análise de espalhamento da plasticidade o pilar cedia perto do momento flector de resistência máximo (380 kNm para um aço S275). No entanto esta análise não poderia ser feita porque não é uma secção de classe 1 de acordo com o EC3.

O segundo exemplo é uma viga simplesmente apoiada (HEA300) com 10m de vão, com um carregamento transversal contínuo de 50 kNm e um esforço axial de 3500kN (próximo da carga critica). À semelhança do pilar em consola, são aqui representados os diagramas de esforços da viga.



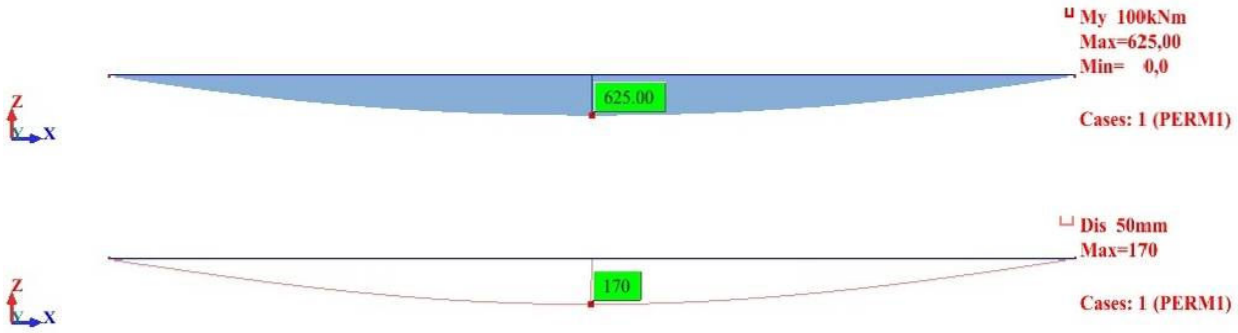


Figura 4.7 – Diagramas de esforços para a análise elástica linear e para a análise de 2ª ordem linearizada – viga simplesmente apoiada (1 elemento finito).

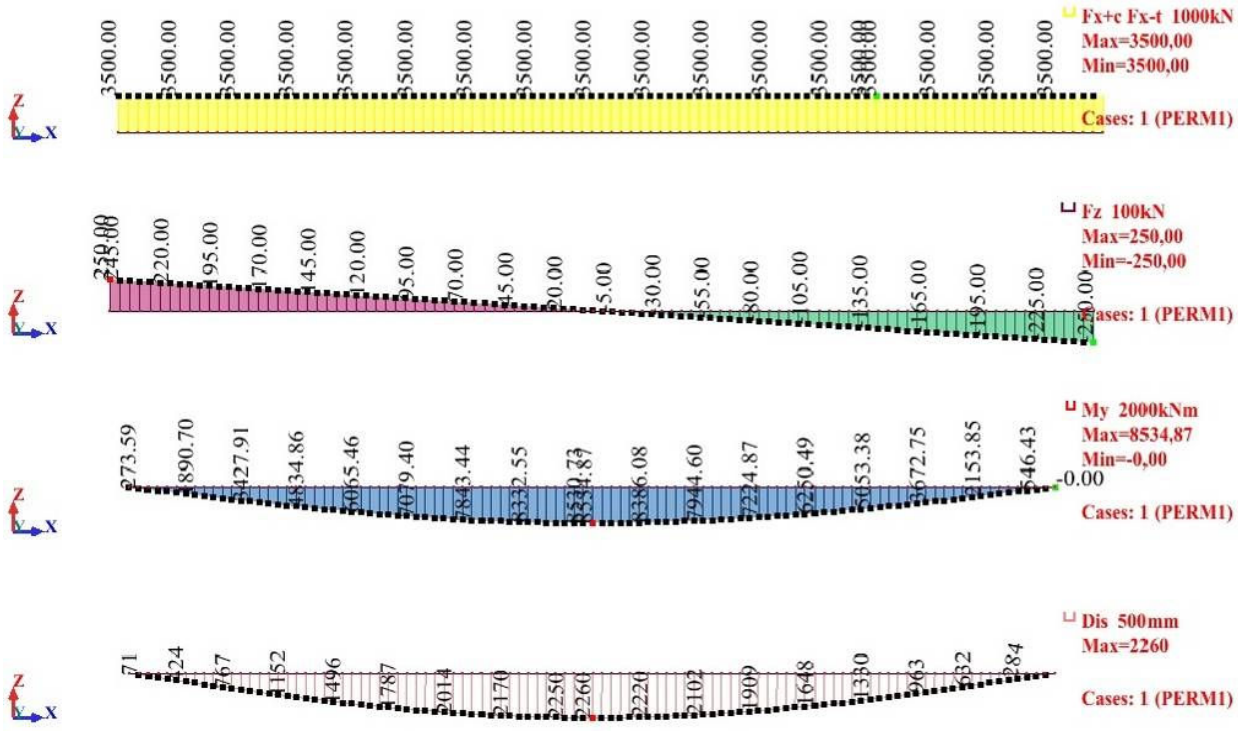
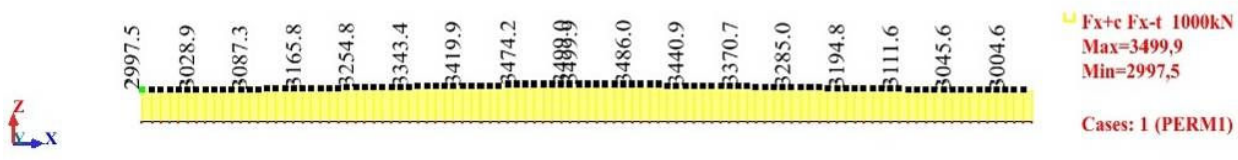


Figura 4.8 – Diagramas de esforços para a análise de 2ª ordem linearizada – viga simpl. apoiada (100 elem. finito).



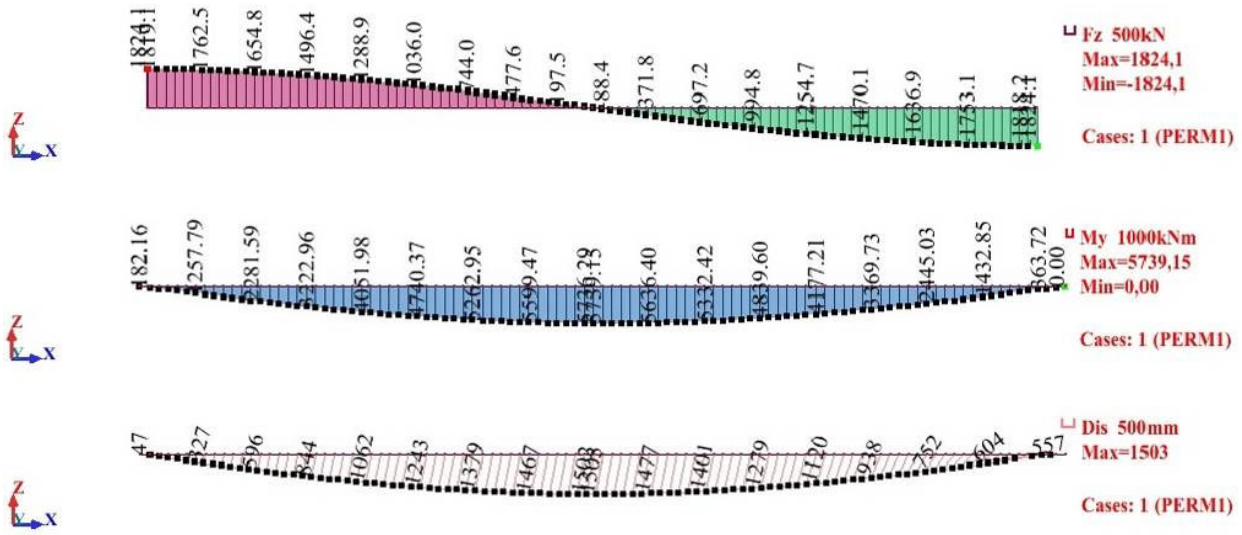


Figura 4.9 – Diagramas de esforços para a análise linear geométrica – viga simpl. apoiada (100 elem. finitos).

Após leitura e comparação dos diagramas de esforços, conclui-se que:

- Como era de esperar, no caso da viga simplesmente apoiada e com um elemento finito, não existe diferença nenhuma entre a análise linear e a análise linearizada de 2ª ordem, isto porque como não existe uma actualização da geometria da estrutura e os nós extremos são apoios, nas várias iterações as cargas têm sempre a mesma posição relativa em relação à estrutura;

- No caso da análise linearizada de 2ª ordem com vários elementos finitos, já se podem encontrar diferenças no diagrama de momentos flectores e nos deslocamentos em relação à análise elástica, porque já existem pontos onde os deslocamentos são actualizados, contudo como as equações de equilíbrio são escritas sempre na posição indeformada dos elementos finitos os diagramas de esforço axial e de esforço de corte não sofrem alterações;

- No caso da análise não linear geométrica pode-se ver que o esforço axial é variável e é igual à força exterior de 3500 kN a meio vão porque é esta a zona em que o eixo da viga é paralelo à força de 3500kN; o esforço de corte também sofre uma variação significativa de forma e valores visto que o eixo da viga se encontra rodado nas extremidades; o momento flector é menor a meio vão por a viga também funciona como um cabo (por tracção), com a consequente redução do deslocamento a meio vão porque o funcionamento à tracção é mais rígido que o funcionamento à flexão;

- Na análise não linear geométrica para a viga simplesmente apoiada é possível ver claramente o efeito P-δ na medida em que o encurtamento axial é muito superior (571mm) relativamente às outras análises (15mm), visto que a viga ao arquear aumenta o seu

deslocamento na extremidade direita, somando este efeito ao encurtamento axial que já é visível nas outras análises.

Olhando agora para o pilar em consola, e comparando a evolução do carregamento até ser atingida a carga critica do pilar, encontram-se algumas diferenças quando a evolução da carga é colocada em ordenadas e o deslocamento horizontal ou o deslocamento vertical é colocado em abcissas, para a análise linearizada e para a análise não linear geométrica que de forma esquematizada se podem representar da seguinte forma:

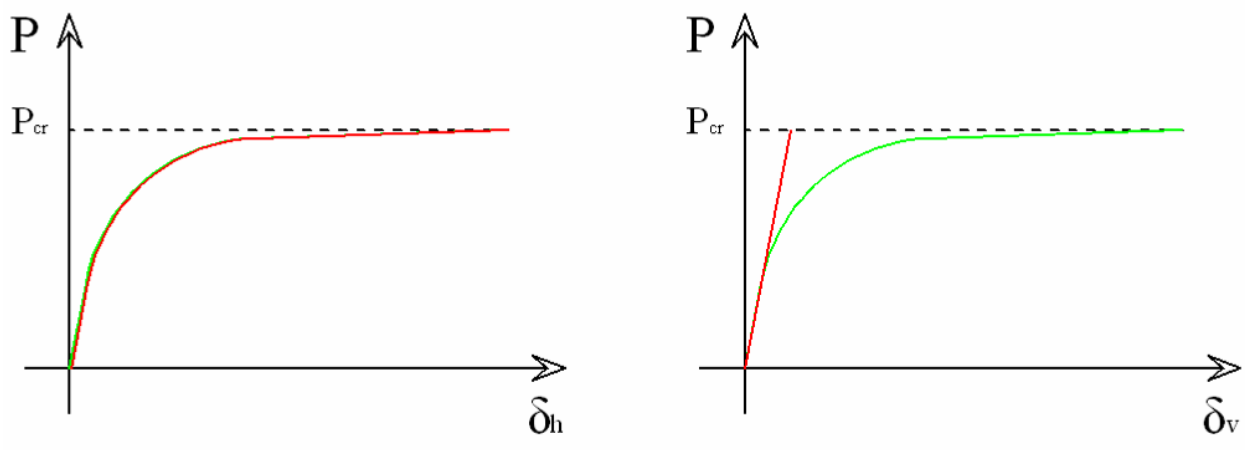


Figura 4.10 – Esquemas de diagramas carga deslocamento. A vermelho análise de 2ª ordem linearizada e a verde análise não linear geométrica.

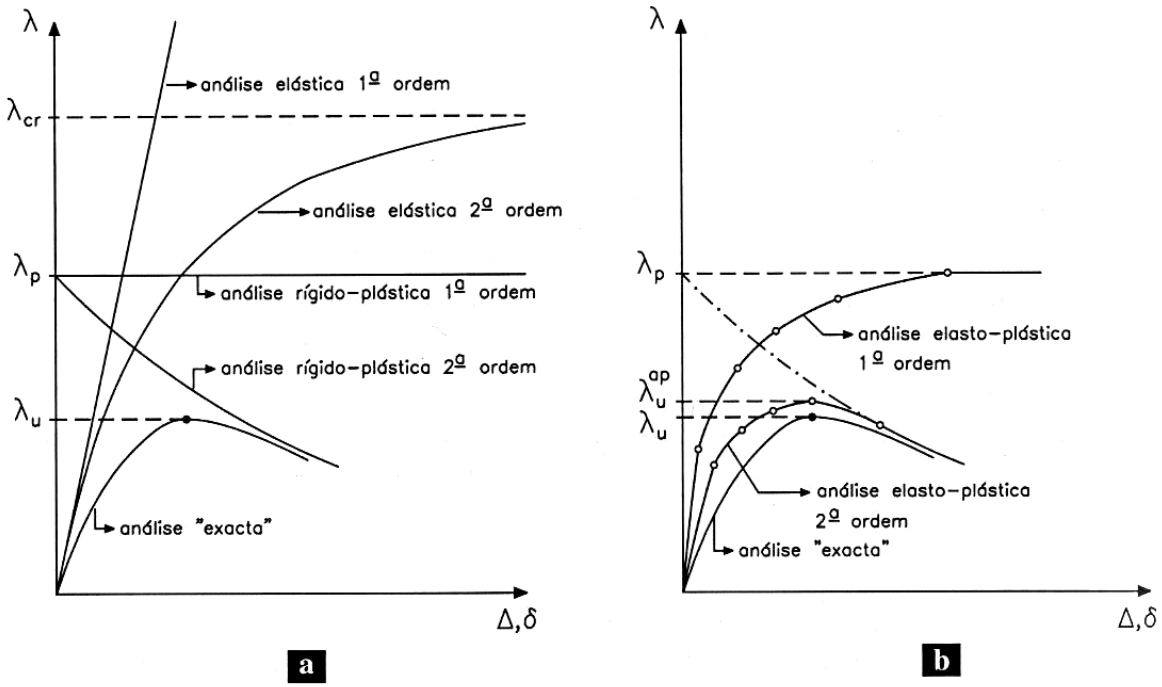
Em ambas as análises, o deslocamento horizontal é obtido com boa precisão enquanto que o deslocamento vertical não é correctamente calculado para a análise linearizada de 2ª ordem. Contudo, no cálculo de pórticos em regime de pequenas deformações é suficiente utilizar a análise linearizada de segunda ordem, conseguindo-se obter bons resultados, enquanto que a análise não linear geométrica tem de ser utilizada em regimes de médias ou grandes deformações.

4.2.3 Análise por espalhamento da plasticidade

Após esta incursão nos efeitos de 2ª ordem e efeitos não lineares geométricos, é necessário abordar a análise global de um pórtico por espalhamento da plasticidade no programa de cálculo Robot Millennium. Mas antes de entrar nos pormenores da análise e do programa em si, é necessário olhar para os dois exemplos anteriores.

Tanto no caso do pilar em consola, como no caso da viga simplesmente apoiada nunca serão atingidos aqueles valores de momentos flectores porque as secções são feitas de um dado

material que tem um limite de resistência. Ao serem estruturas isostáticas, a formação da primeira rótula plástica leva ao colapso da estrutura. Contudo, a formação da rótula plástica não é brusca, ou seja, primeiro plastificam as fibras mais afastadas da secção e à medida que os esforços aumentam vão plastificando as restantes fibras até à formação completa da rótula plástica. Neste processo de formação da rótula plástica, existe uma perda de rigidez, que é tanto maior quanto mais fibras vão plastificando. Ao haver uma redução de rigidez, é óbvio que durante a formação de uma rótula plástica a carga critica da estrutura também diminui, de forma que o colapso não ocorre para o valor da carga critica, nem para o valor da plastificação da secção, ocorre algures abaixo dos dois. Para mostrar este efeito, são mostrados dois gráficos, correntemente utilizados em literatura da especialidade:



(a) Análises elásticas e rígido – plásticas

(b) Análises elasto-plásticas como o conceito de rótula plástica.

Figura 4.11 – Tipos de análise estrutural (António Reis, Dinar Camotim, 2001).

A análise "exacta" dos gráficos acima pretende ter em consideração, todos os efeitos que podem ocorrer numa estrutura, incluindo as imperfeições geométricas (dos pórticos e dos elementos) e as tensões residuais instaladas nas peças.

Voltando agora ao método do espalhamento da plasticidade utilizado pelo programa Robot Millennium, é utilizado o método das fatias, com a formulação de Timoshenko. Para seleccionar este tipo de análise tem de se escolher uma secção elasto-plástica no menu das secções, onde aparece o seguinte menu:

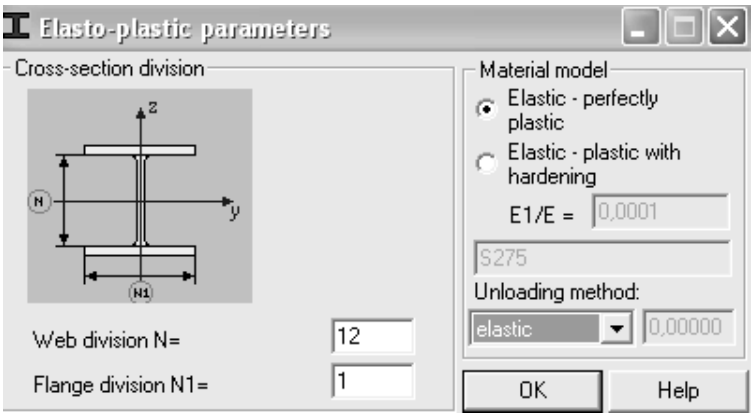


Figura 4.12 – Método das fatias no programa Robot Millennium.

Neste menu podemos escolher em quantas fatias se pode dividir a alma (análise 2D) e em quantas fatias se pode dividir a alma e os banzos (análise 3D), com uma limitação: nem a alma nem os banzos podem ser divididos na menor dimensão. Podemos escolher também se a análise contempla efeitos de endurecimento material e escolher qual o tipo de descarga: elástica, plástica e mista. No presente trabalho dividiu-se a alma em espessuras iguais à espessura do banzo e utilizou-se uma modelação para o aço elasto-perfeitamente plástica com descarga elástica. No Robot Miillennium só não é possível definir nenhum tipo de tensões residuais nas secções, mas é possível definir curvaturas locais dos elementos e imperfeições globais dos pórticos, que serão discutidas mais adiante.

Após a introdução de dados no quadro anterior tem-se a viga dividida em fatias. Automaticamente o programa selecciona um algoritmo de resolução não linear. Para se auto defender de utilizadores menos conhecedores dos métodos de resolução não linear e de utilizadores pouco conhecedores dos métodos de resolução do programa, o Robot Millennium, internamente e automaticamente divide uma barra em cinco elementos finitos, sem que o utilizador tome conhecimento. Desta forma o programa devolverá resultados que podem não ser os esperados, contudo, os resultados eram piores se não existisse esta divisão interna das barras.

Tal como na viga de Timoshenko, o cálculo do esforço de corte é feito em regime linear, porque a tensão instalada não é comparada com o critério de von Mises. O momento flector é dividido em forças de binário nas várias camadas da secção e depois de adicionando o esforço axial é calculada a tensão em cada fatia, sendo posteriormente comparada com a tensão de cedência. Se a tensão instalada for maior que a tensão de cedência o programa actualiza (reduzindo) o modulo de elasticidade em cada camada. A grande vantagem deste modelo é terem-se os mesmos graus de liberdade (elementos finitos) que numa viga em que o cálculo seja linear, ou seja, dispensa o uso de elementos finitos planos ou cúbicos.

4.2.4 Introdução de leis de comportamento não lineares nas ligações viga-pilar

Já foram referidos atrás os vários modelos de análise de elementos finitos barra. Contudo, em estruturas metálicas nem sempre as ligações viga-pilar são rígidas, pelo que é necessário introduzir uma lei de comportamento nessas ligações. No programa Robot Millennium é possível introduzir essas leis nas extremidades das barras através da opção "releases". Aqui podem ser escolhidas leis de comportamento lineares, com amortecimento, unidireccionais e não lineares. As que têm interesse para o presente trabalho são as leis não lineares, pelo que ao escolher esta opção o utilizador é confrontado com várias opções nas quais existe uma em que se pode definir qualquer lei desde que seja explicita, ou seja, $M = f(\theta)$. Aqui podem ser introduzidas as leis definidas no EC3, parte 1.8, sem qualquer dificuldade. Ao utilizar esta opção o programa automaticamente selecciona um processo de cálculo não linear, normalmente o método de Newton Raphson. Esta opção também leva a que programa utilize internamente um algoritmo de resolução chamado "DSC" (discontinuity). Este algoritmo separa o nó do elemento que contém o "release" do nó antigo. O nó antigo continua ligado ao pilar enquanto que o novo nó continua ligado à viga, tal como mostra a seguinte figura.

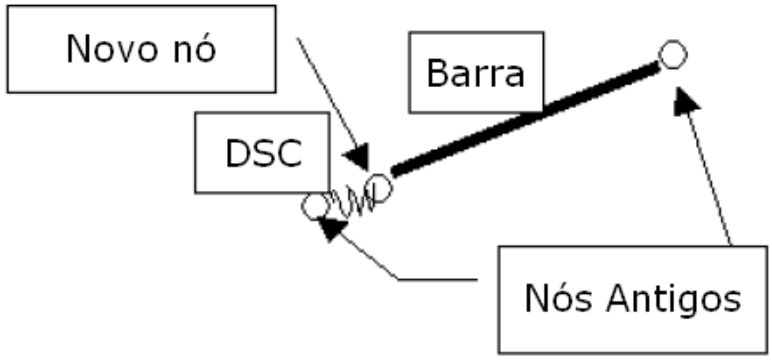


Figura 4.13 – Introdução de DSC no programa Robot Millennium.

A grande vantagem é que a transmissão de força e deslocamento é feita do novo nó para o nó antigo por via das leis de comportamento introduzidas pelo utilizador em "releases". No caso em que não sejam definidas leis de comportamento para alguns graus de liberdade, por exemplo o esforço axial e o esforço de corte, o programa bloqueia o deslocamento relativo entre os dois nós para estes graus de liberdade. De notar que as coordenadas do novo nó são iguais às do nó antigo.

4.3 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

Antes de começar a calcular os pórticos metálicos relativos ao estudo paramétrico foi necessário verificar se o programa Robot Millennium é capaz de obter bons resultados no cálculo de pórticos metálicos com análises não lineares e proceder a calibrações caso fosse necessário e/ou possível.

O ECCS (European Comitee Construction of Steel) seleccionou três pórticos de calibração de análises de não lineares geométricas de 2ª ordem em regime não linear material. Contudo para a calibração do programa só foi utilizado o pórtico da Figura 4.14. A força horizontal conjugada com a elevada força vertical aplicada no topo dos pilares, realça os efeitos de 2ª ordem. As cargas ilustradas na figura correspondem a $\gamma = 1{,}0$. Tanto as cargas verticais como as cargas horizontais são incrementadas na análise do mesmo valor, através da divisão do parâmetro γ em fatias iguais. As premissas analíticas utilizadas no cálculo do pórtico são:

- Secções planas mantêm-se planas após deformação;
- Não ocorre instabilidade fora do plano (efeitos de encurvadura lateral estão impedidos);
- As secções não encurvam localmente;
- As ligações são rígidas;
- Efeitos devidos às excentricidades das cargas verticais por causa dos deslocamentos horizontais nos topos dos pilares estão incluídos (efeitos P-Λ);
- Efeitos devidos à flexão dos elementos são incluídos (efeitos P-δ);
- Para a modelação do material é utilizado um diagrama trilinear (relação σ-ε);
- Tensões residuais podem ou não ser consideradas;
- Os efeitos da força de corte na cedência do material e na deformação não são incluídos: a tensão nas fibras é considerada uniaxial tal como em elementos planos;
- Quando as tensões residuais são consideradas, estas são distribuídas uniformemente ao longo do comprimento dos elementos.

O pórtico de calibração utilizado foi o pórtico de El Zanaty (1980), cuja geometria, elementos, forças aplicadas e características materiais se encontram representados na Figura 4.14. De notar que no programa Robot Millennium não é possível modelar leis trilineares para o comportamento material, apenas é possível modelar leis bilineares. Contudo, após a analise do pórtico, constatou-se que as maiores deformações das suas secções do pórtico não excediam o patamar de cedência definido na Figura 4.14.

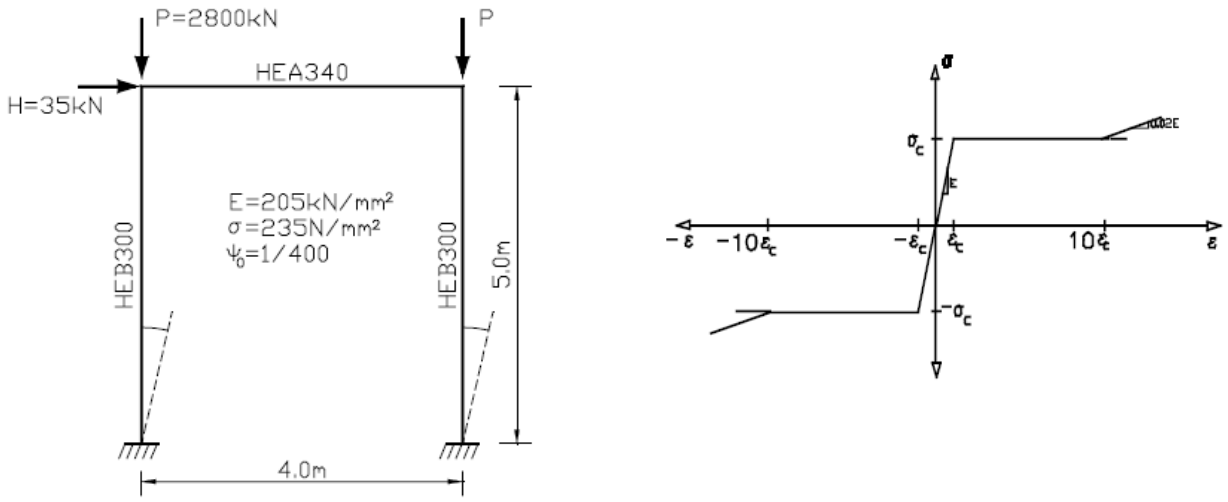


Figura 4.14 – Pórtico de calibração de El Zanaty (1980) e lei material.

Os resultados obtidos pelo programa Robot Millennium numa análise com espalhamento da plasticidade não linear geométrica, sem inclusão das tensões residuais, foram comparados com os resultados obtidos pelo programa NILDFA (Non Linear Inelastic Large Deflection Frame Analysis) dos investigadores G.M Barsan e C. G. Chioren (1999) e com os resultados obtidos pelo programa NIFA (Non Linear Inelastic Frame Analysis) dos investigadores Murray J. Clarke, W. F. Chen e S. Toma (1994). Os resultados do NILDFA foram calculados com e sem tensões residuais, enquanto que os resultados do programa NIFA incluem as tensões residuais na análise. Colocando todos os resultados no mesmo gráfico tem-se que:

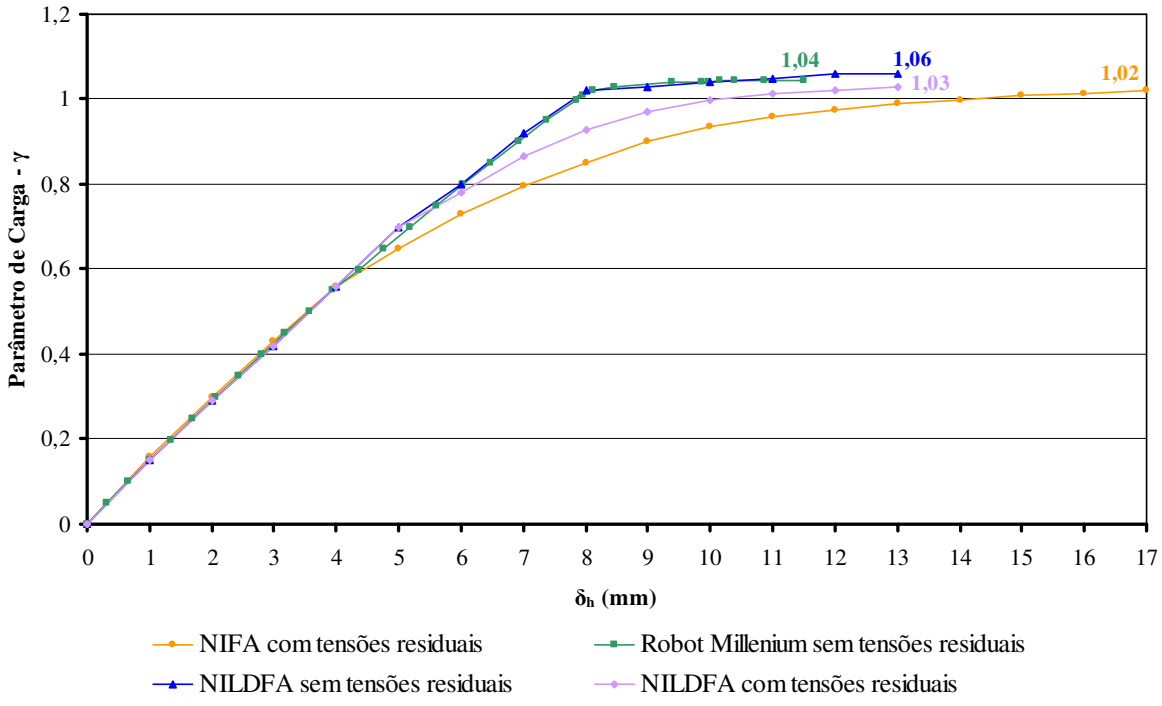


Gráfico 4.1 – Comparação dos resultados para o pórtico de calibração de El Zanaty.

Entre o pórtico calculado pelo programa NILDFA e o pórtico calculado pelo Robot Millennium com elementos finitos de 0,1m e sem introdução das tensões residuais, as diferenças são mínimas, as duas curvas de carga-deslocamento quase se sobrepõem. Para os pórticos calculados com tensões residuais a curva carga deslocamento apresenta uma transição mais suave entre o regime elástico e o regime plástico, alterando muito ligeiramente a carga de colapso da estrutura, sem qualquer significado. De qualquer das formas entre os pórticos em que foram introduzidas as tensões residuais, calculados pelo programa NIFA e NILDFA, verifica-se que existe um ligeiro desfazamento entre as duas curvas.

Através da análise do gráfico anterior pode-se concluir que os resultados obtidos no programa de cálculo Robot Millennium, em análises de espalhamento da plasticidade, através da viga de Timoshenko, incluindo não linearidades geométricas, são resultados válidos e perfeitamente calibrados.

4.4 ASPECTOS FINAIS

Após a validação dos resultados obtidos no programa Robot Millennium, é chegada altura de definir todos os parâmetros que irão ser usados no cálculo dos pórticos do estudo paramétrico. Serão referidas as leis materiais e secções, as imperfeições iniciais, os tipos de análise escolhidos, processos incrementais e o número e o tipo de elementos finitos que foram adoptados para correr as análises dos pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, sujeitos a carregamentos estáticos.

4.4.1 Lei Material e Secções

A lei material utilizada para o aço é bilinear, sendo o primeiro troço elástico linear com um módulo de elasticidade de 210 GPa e, um segundo troço em patamar que é atingido quando a tensão no material excede os 275 MPa. As secções utilizadas são as Europeias, perfis tipo IPE, HEA e HEB que constam da biblioteca do programa e haverá um pilar em que todas as dimensões são definidas pelo utilizador, ou seja, é um perfil construído a partir de chapa. Nas análises feitas pelo programa não foram consideradas quaisquer tensões residuais nos elementos.

4.4.2 Imperfeições Iniciais

Foram utilizadas as imperfeições iniciais globais, ou seja, a inclinação vertical dos pórticos devido às tolerâncias de montagem foi calculada com base no Eurocódigo parte 1.1. Quanto às imperfeições locais em elementos (vigas ou pilares) estas não foram consideradas apesar de poderem ser introduzidas no programa de cálculo. Esta opção está relacionada com facto de não ser possível contemplar as tensões residuais nas análises. Como as curvas de encurvadura previstas no EC3, para dimensionamento de elementos à compressão já entra com os efeitos das tensões residuais e com as imperfeições iniciais, achou-se coerente não introduzir as imperfeições locais. Ao pretender fazer uma verificação de um elemento, só é necessário fazer as verificações do EC3, considerando comprimentos de encurvadura para estruturas de nós fixos, uma vez que os efeitos de 2ª ordem (P-Λ) já fazem parte da análise global.

4.4.3 Tipo de análise e processo incremental

As análises mais completas que foram feitas e que serão objecto do capítulo seguinte, são as análises globais não lineares geométricas e não lineares materiais por espalhamento da plasticidade, com inclusão das leis de comportamento das ligações semi-rígidas nos nós viga-pilar. Depois foram feitas análises lineares materiais incluindo a não linearidade geométrica (efeitos P-Λ e P-δ incluídos), análises lineares materiais incluindo os efeitos de 2ª ordem (efeitos P-Λ incluídos) e análises elásticas, mas em todas estas análises foram incorporadas as leis não lineares de comportamento das ligações viga-pilar. Sendo as leis de comportamento das ligações não lineares, qualquer que seja o método de análise do pórtico, o cálculo que este faz será sempre não linear. Como já referido no ponto 4.2.2, para a resolução de problemas não lineares foi utilizado foi o método de Newton Raphson, com actualização da matriz de rigidez em cada iteração e com os parâmetros de convergência já abordados nesse mesmo capítulo.

4.4.4 Elementos finitos

Para a análise mais completa (não linearidade material e geométrica), foram utilizados elementos finitos de 0.5m de comprimento, que são internamente divididos por 5 pelo programa, perfazendo assim elementos finitos com um comprimento de 0.1m. Ao retirar a não

linearidade material, mas mantendo a não linearidade geométrica, os comprimentos dos elementos finitos passam a ser os que foram introduzidos pelo utilizador, ou seja, 0.5m. Nos casos em que os elementos barra foram tratados linearmente, ou que apenas fossem tratados os efeitos de 2ª ordem (efeitos P-Λ) apenas foi utilizado um elementos finito por barra, com vista a reduzir o tempo de cálculo, sem prejuízo na acuidade dos resultados.

5 ESTUDO PARAMÉTRICO DE PÓRTICOS METÁLICOS COM LIGAÇÕES SEMI-RIGIDAS

5.1 INTRODUÇÃO

Como já foi visto no capítulo 3, o presente trabalho incide sobre dois pórticos metálicos, o primeiro com desenvolvimento em planta e segundo com desenvolvimento em altura. Ambos os pórticos já foram descritos detalhadamente, tendo sido introduzida a sua geometria, secções, acções e combinações de acções, bem como as ligações semi-rígidas estudadas em cada caso.

No presente capítulo, os pórticos metálicos vão ser ensaiados numericamente, introduzindo de cada vez um diferente tipo de ligação semi-rígida: chapa de topo estendida, cantoneiras nos banzos da viga e cantoneiras nos banzos e na alma da viga. O comportamento dos pórticos será introduzido num mesmo gráfico para comparação. Serão sempre mostrados os diagramas de momentos flectores e deformada no momento do colapso.

Após a comparação do comportamento dos pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, será elaborado um estudo que permita aferir qual é o melhor tipo de análise a utilizar em cada caso e será feita uma comparação entre a precisão dos resultados e o tempo de análise.

5.2 PÓRTICO 1 – PÓRTICO DE DESENVOLVIMENTO EM PLANTA

No pórtico 1, as duas primeiras análises dizem respeito a nós rígidos e a nós rotulados. Tem-se assim o comportamento dos pórticos "balizados" uma vez que o comportamento semi-rígido andará algures entre o comportamento rígido e o comportamento rotulado das ligações.

Na primeira análise estudou-se o comportamento do pórtico com ligações rígidas. Abaixo, mostram-se os diagramas de momentos flectores, deformada da estrutura e percentagem de plastificação das secções (a preto secções com menos de 1% de área plastificada e o gradiente de cor vermelha que dá uma ideia de como a plastificação se desenvolve), para a combinação de acções 1 (apenas cargas verticais) e para a combinação de acções 2 (cargas verticais e horizontais).

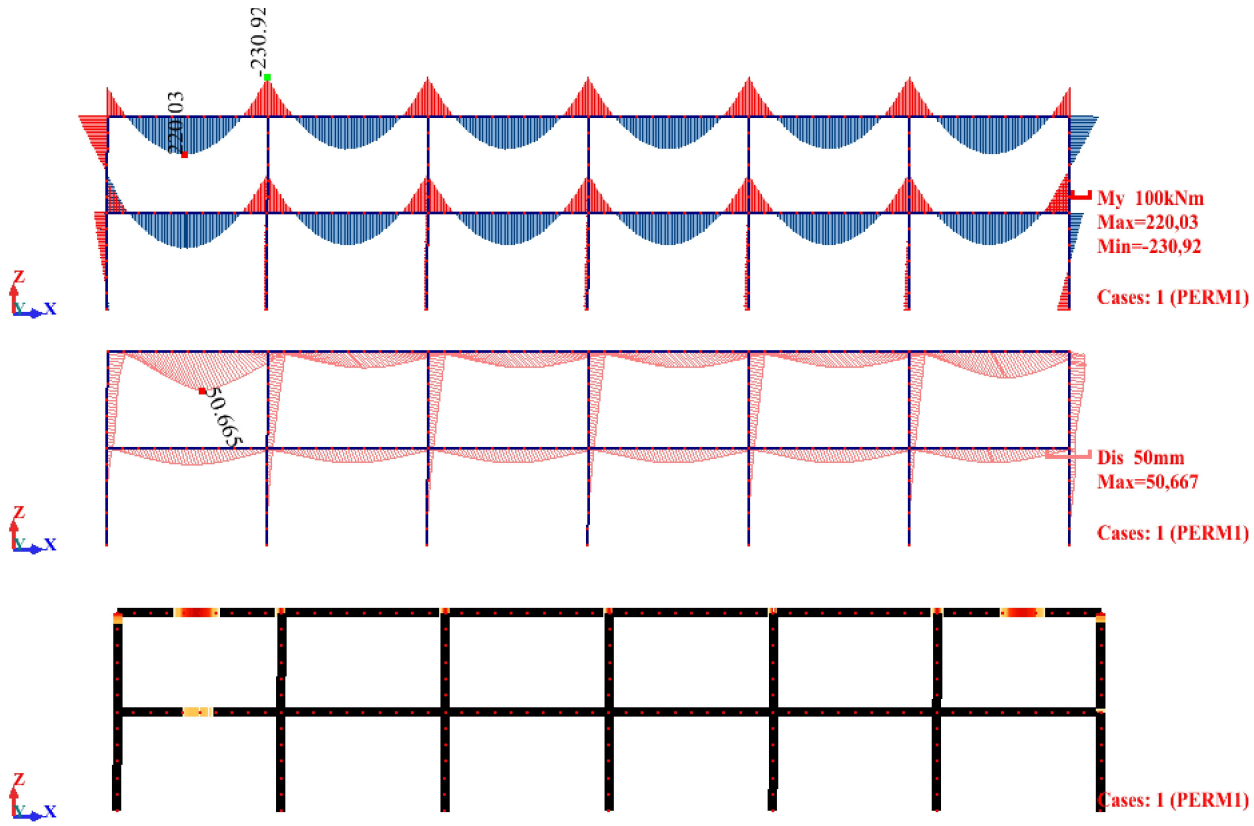


Figura 5.1 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rígidas - combinação 1.

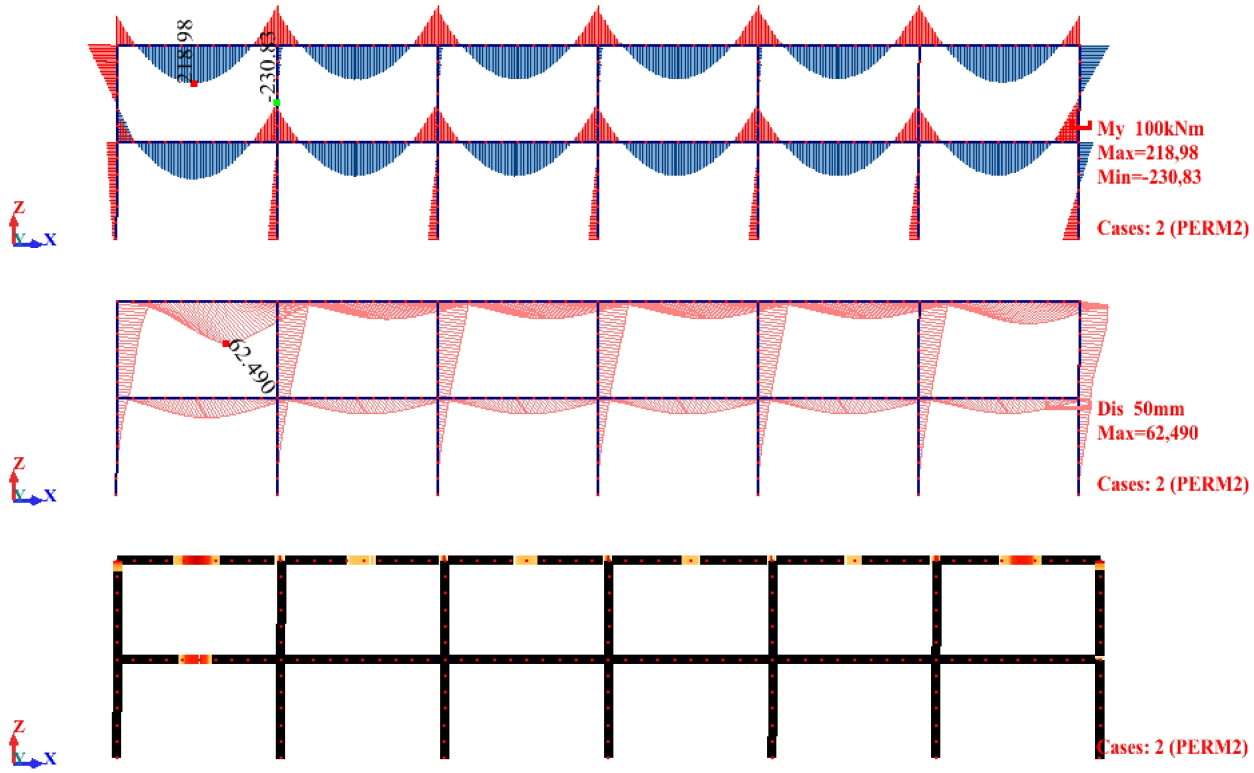


Figura 5.2 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rígidas - combinação 2.

Para as duas situações de carregamento, os esforços de corte mantêm-se lineares assim como o esforço axial. A rotura é sempre condicionada pelas vigas extremas do piso superior devido à formação de três rótulas plásticas em cada viga.

Na segunda análise estudou-se o pórtico com ligações viga-pilar do tipo rótula. Á semelhança do anterior são aqui mostrados os diagramas de momentos flectores, deformada e percentagem de plastificação das secções, no último incremento de carga.

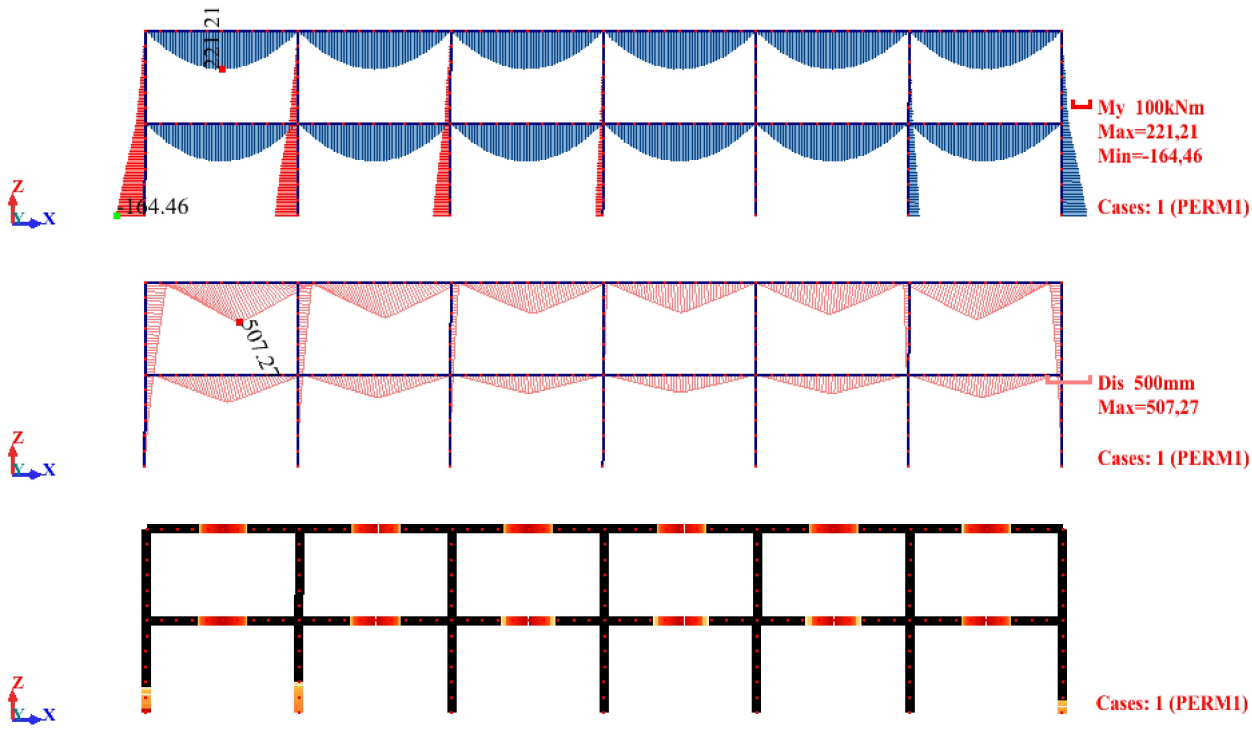
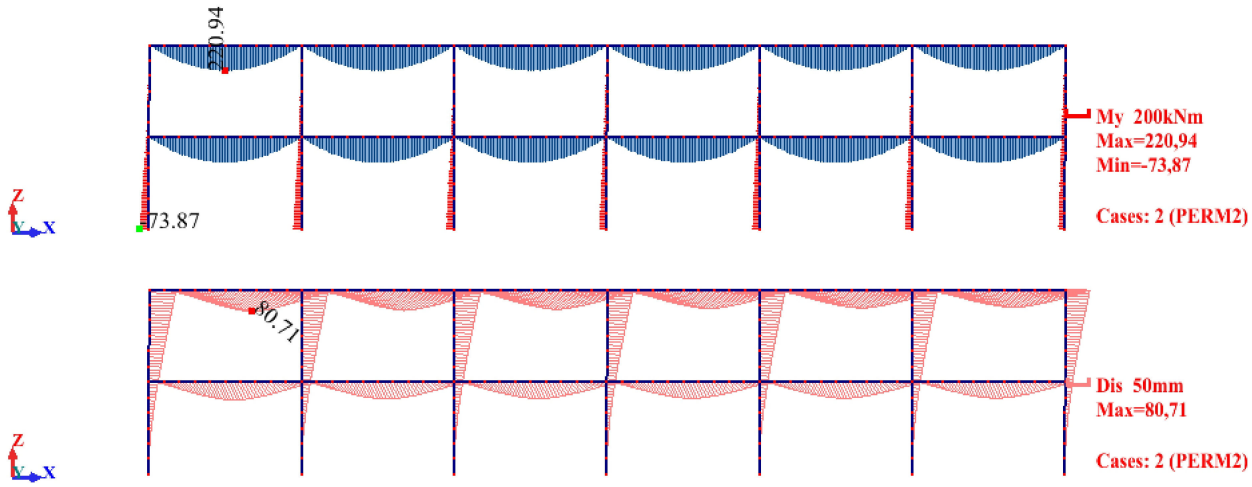


Figura 5.3 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rotuladas - combinação 1.



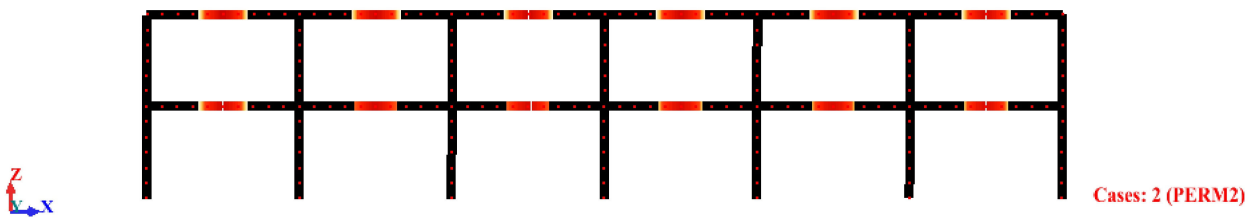


Figura 5.4 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações rotuladas - combinação 2.

Para as duas situações de carregamento, os esforços de corte mantêm-se lineares assim como o esforço axial. A rotura na combinação 1 é semelhante a uma implosão, devido fundamentalmente à deformação excessiva das vigas extremas, enquanto que na combinação 2 a rotura é condicionada pelas vigas, devido à formação da rótula plástica de meio-vão (as extremidades das vigas já se encontram rotuladas desde o inicio da análise.

Após o cálculo destes dois pórticos, com ligações rígidas e articuladas usualmente utilizados na prática, chegou a altura de introduzir os pórticos com ligações semi-rígidas.

Iniciando com as ligações de chapa de topo estendida (Figura 3.7), foi feito um primeiro cálculo, em que se introduziram as leis das ligações com o parâmetro β = 1. Ao visualizar os momentos flectores nas extremidades das vigas, decidiu-se reduzir o parâmetro β para 0.25 para as duas combinações de acções, e, para este valor de β, são mostrados os diagramas de momentos flectores, deformada e percentagem de plastificação das secções:

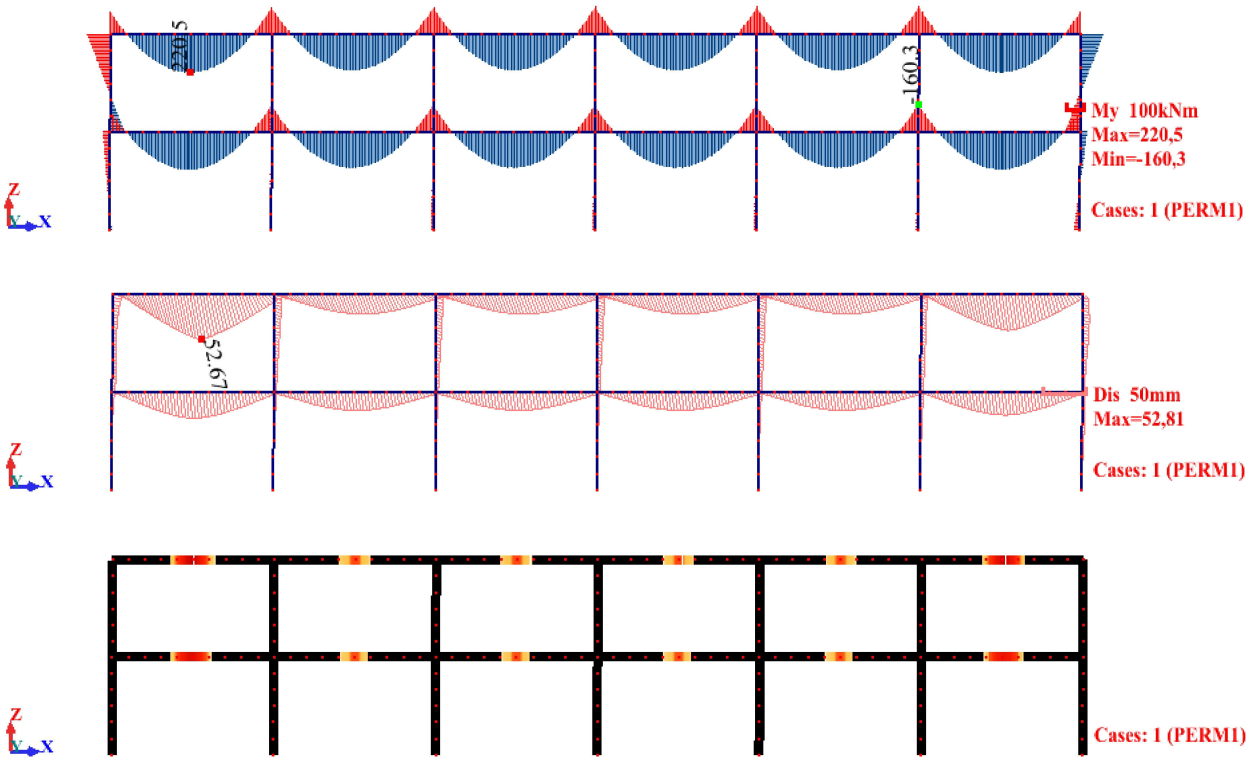


Figura 5.5 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de chapa de topo estendida - combinação 1.

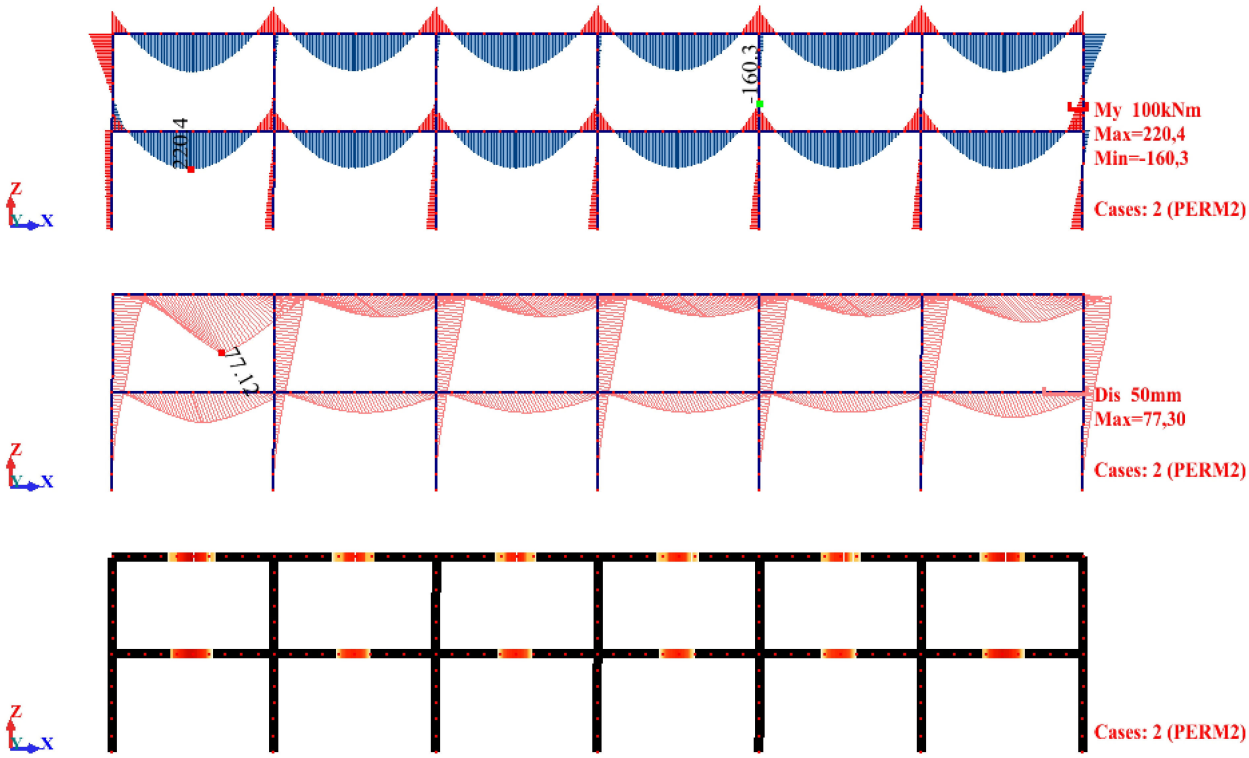
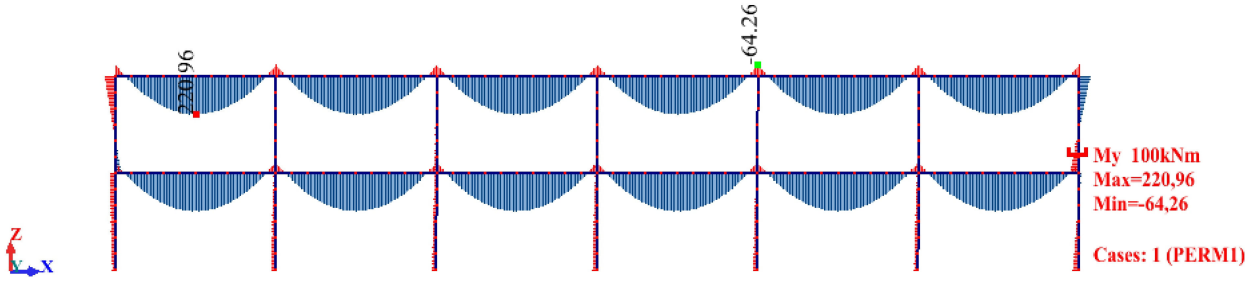


Figura 5.6 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de chapa de topo estendida - combinação 2.

Apesar de só se verem plastificações a meio vão das vigas, é sabido que todas as ligações das extremidades direitas das vigas atingiram a momento de plastificação da ligação. O colapso dá-se porque a viga do canto superior esquerdo apresenta a formação de três rótulas plásticas (duas extremas nas ligações semi-rígidas e uma de meio-vão). Os diagramas de esforço transverso e de esforço axial mantém sensivelmente lineares até ao colapso do pórtico.

É o momento de passar à análise do pórtico com ligações de cantoneiras nos banzos (Figura 3.11). Foi iniciada análise com $\beta = 1$, não sendo necessário corrigir o modelo para outro valor de β, conforme se concluiu no capítulo 3.2.2. Sendo assim, seguidamente são mostrados os diagramas de momentos flectores, deformação e percentagem de plastificação das secções para a combinação 1 e 2:



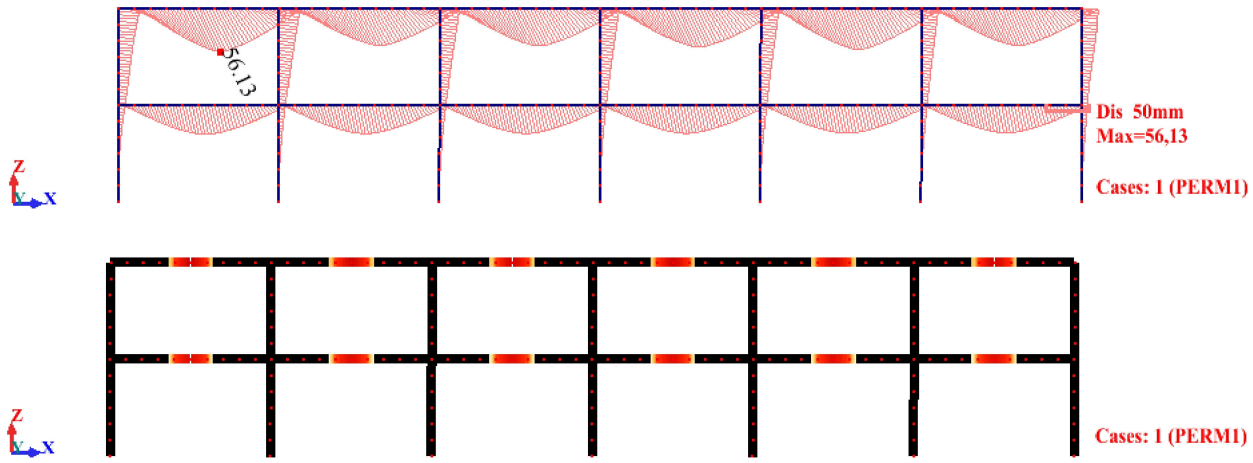


Figura 5.7 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos - combinação 1.

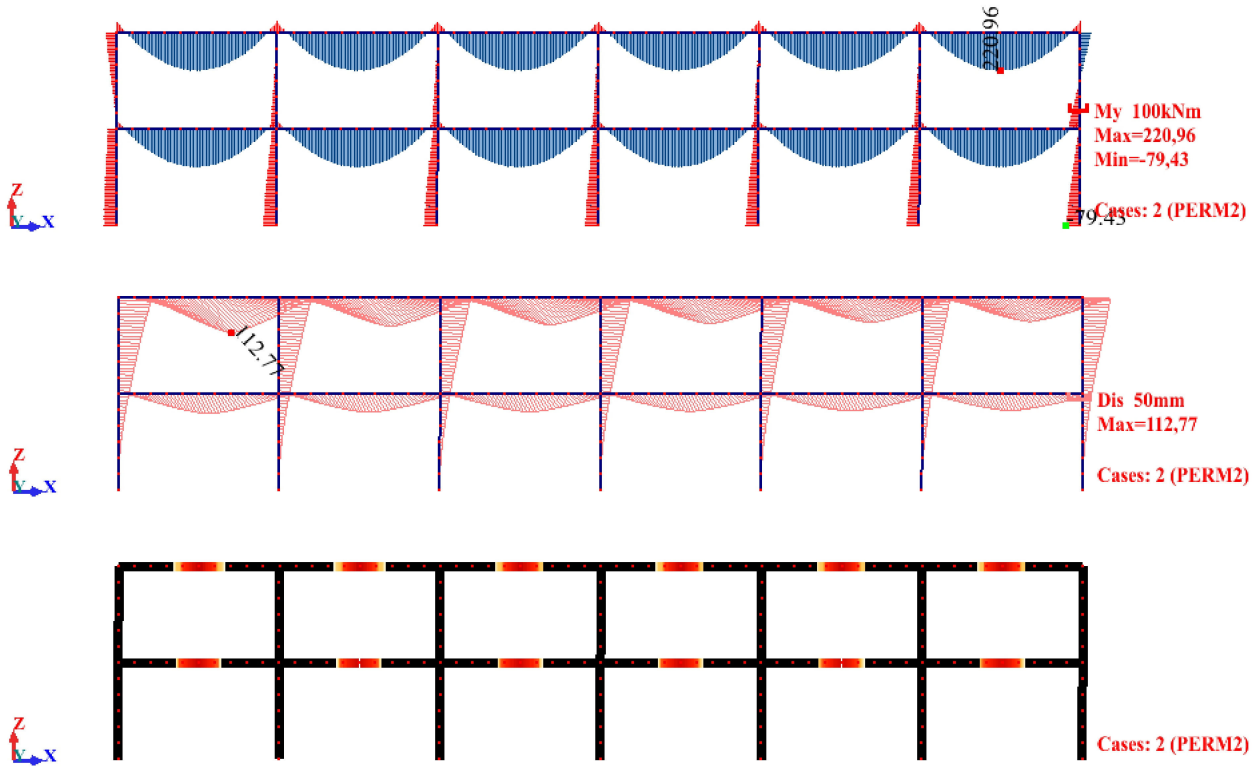


Figura 5.8 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos - combinação 2.

Mais uma vez o colapso do pórtico, para as duas combinações de acções, é atingido quando a viga do piso superior do vão mais à esquerda forma três rótulas plásticas (duas nas extremidades na ligação e uma a meio-vão). Também os diagramas de esforço transverso bem como os de esforço axial são lineares até ao colapso do pórtico.

Finalmente são apresentados os resultados para o pórtico 1 com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma das vigas Figura 3.13. Após uma primeira análise com β =1, verificou-se

que o parâmetro β não subiu acima deste valor, pelo que, seguindo as recomendações do capítulo 3.2.2 se decidiu manter este valor do parâmetro. Assim sendo, mostram-se de seguida os diagramas de momentos flectores, deformada e percentagem de plastificação das secções, para as combinações 1 e 2:

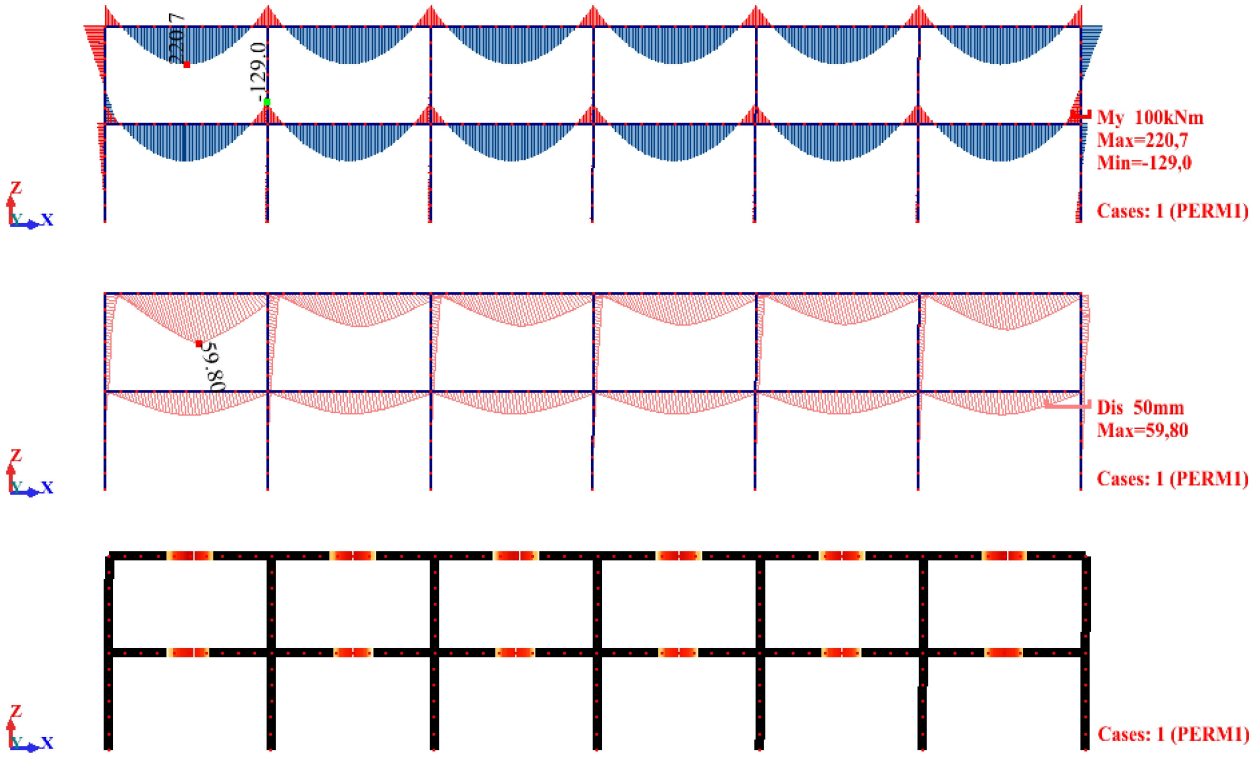
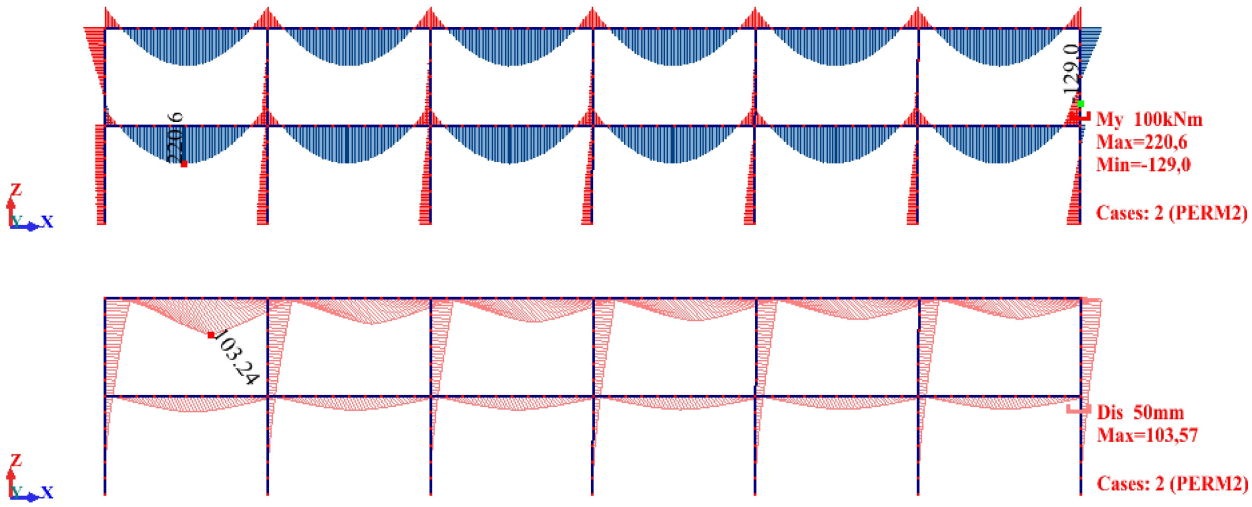


Figura 5.9 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos e na alma - combinação 1.



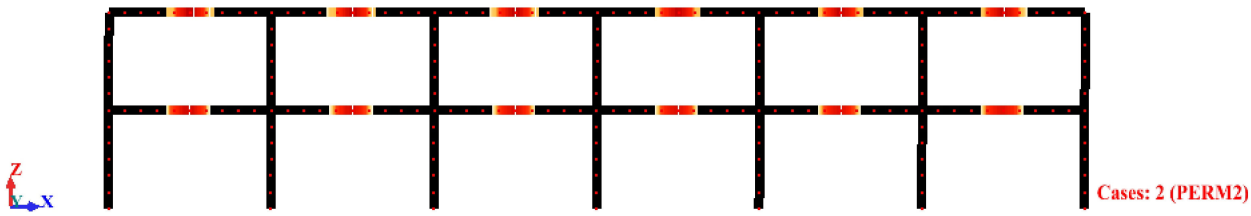


Figura 5.10 – Diagramas, na carga de colapso, do pórtico 1 com ligações de cantoneira nos banzos e na alma - combinação 2.

Ao atingir a carga de colapso o mecanismo que se forma é semelhante ao que foi visto anteriormente. Também os diagramas de esforço transverso e esforço axial são lineares até ao colapso da estrutura.

De notar que apesar do colapso ser atingido sempre na mesma zona do pórtico, para os vários tipos de ligações, as restantes vigas também já se encontram bastante plastificadas, podendo numa situação real ocorrer o colapso em qualquer um dos vãos (à excepção do pórtico com ligações rígidas).

Em nenhum caso o colapso da viga é condicionado pela resistência ao esforço transverso, mas este chega a ultrapassar 50% da capacidade plástica resistente ao corte (segundo as expressões do EC3), pelo que poderá haver reduções devido à interacção entre o esforço transverso e o momento flector, efeitos que não são considerados nos modelos de cálculo utilizados baseados no método das fatias (formulação de Timoshenko).

O esforço axial máximo, determinado antes do colapso da estrutura em quaisquer um dos pórticos anteriores, nunca ultrapassou os 5.5%. Segundo o EC3, se o esforço axial não for superior a 5% da capacidade resistente, não é preciso introduzir este esforço no comportamento das ligações semi-rígidas, embora alguma literatura da especialidade indique como limite os 10%. Refira-se que o comportamento de ligações semi-rígidas com esforço axial é ainda mais complexo e alvo de estudo de muitos investigadores.

Elaboradas as análises numéricas, serão comparadas as seis situações estudadas. Para tal, foram traçados os diagramas carga deslocamento dos vários pórticos. Em ordenadas ficará o somatório da carga vertical aplicada ao pórtico na iteração *i*, sendo indicados os valores da carga que correspondem ao Estados Limites Últimos e de Serviço, para a combinação 1 e para a combinação 2. Em abcissas ficará o deslocamento horizontal do pórtico, medido no pilar central no último piso. A escolha deste ponto está relacionada com o facto de o pilar central ser o eixo de simetria do pórtico, evitando assim os deslocamentos negativos, como aconteceram ao analisar a estrutura com os nós rotulados, em que esta "implodiu". Mostram-se nos gráficos

abaixo os seis diagramas carga deslocamento da estrutura, para as várias situações de ligações viga-pilar e para as duas combinações de acções:

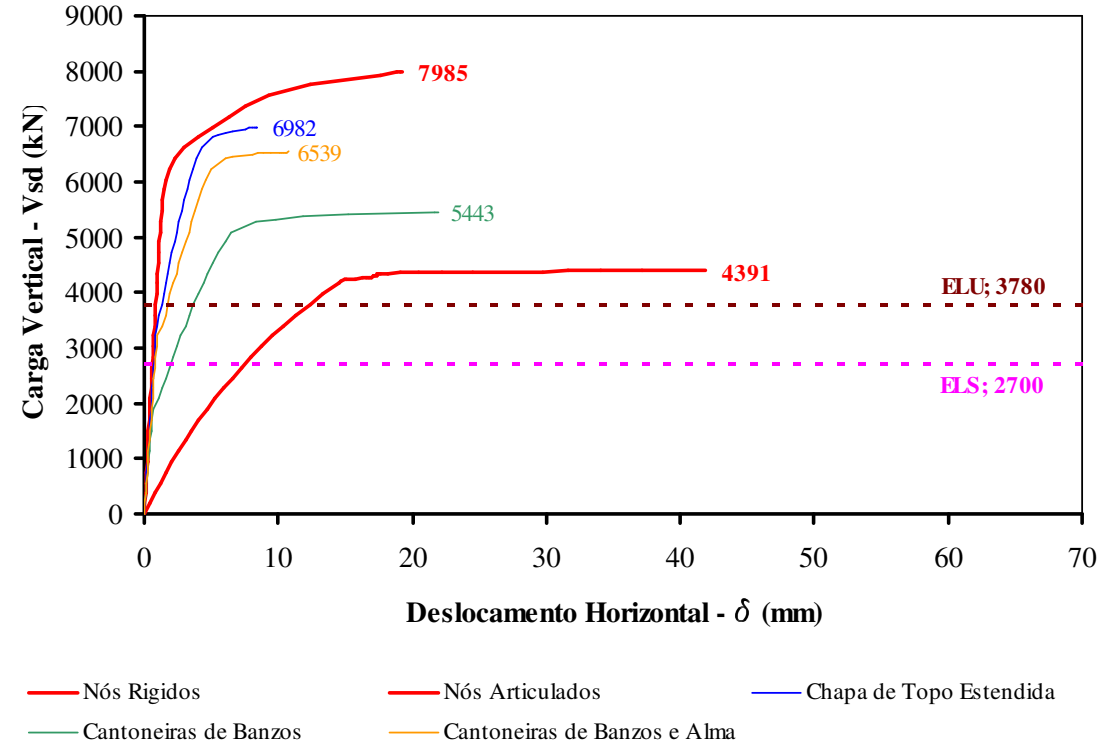


Gráfico 5.1– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 1.

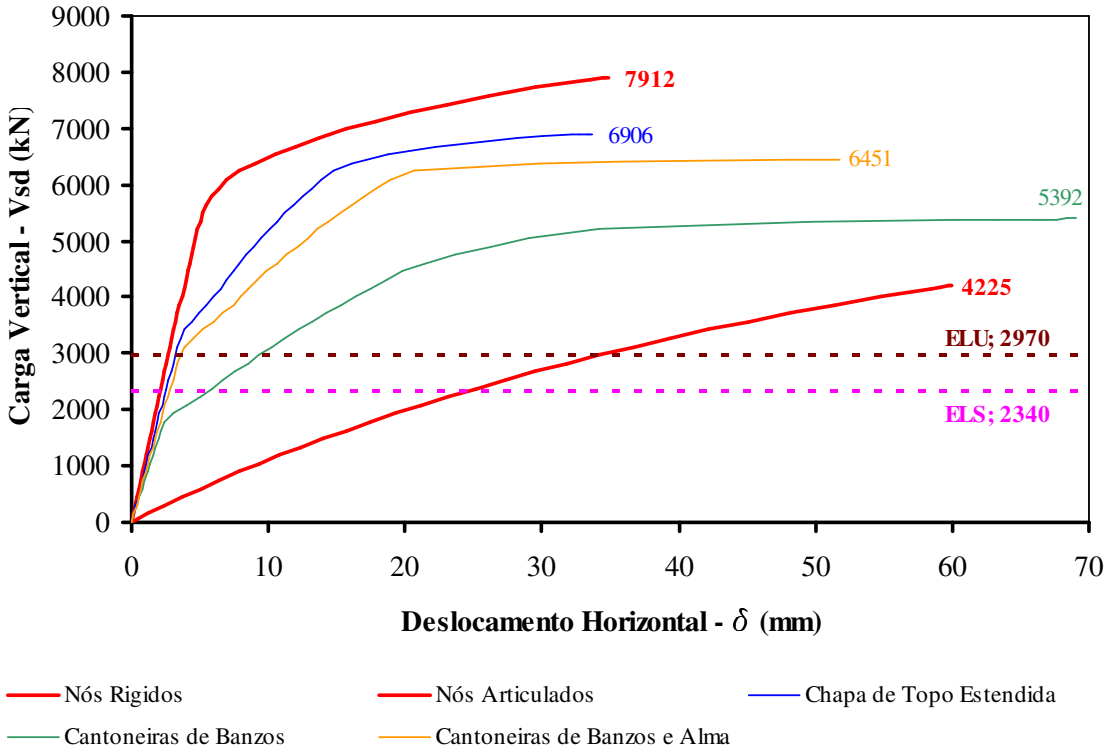


Gráfico 5.2– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 2.

Ao olhar para os dois gráficos e relembrando que a estrutura tinha sido dimensionada com base no pressuposto de que as ligações viga-pilar eram articuladas, conclui-se que:

- o comportamento dos pórticos com ligações semi-rígidas é muito próximo do comportamento rígido até às cargas de serviço, com a excepção do pórtico com ligações de cantoneiras nos banzos que apresenta uma ligeira quebra de rigidez devido a pouca resistência em termos de momento flector;
- até ao estado limite último os pórticos com ligações de chapa de topo estendida e cantoneiras nos banzos e na alma apresentam comportamentos muito próximos do idealmente rígido, sendo que para o pórtico com ligações de cantoneiras nos banzos o comportamento anda próximo da linha média definida pelo comportamento idealmente rígido e pelo comportamento idealmente articulado;
- as cargas de colapso, para a combinação 1 e 2 são idênticas, pelo que o colapso dos pórticos é condicionado maioritariamente pelas cargas verticais e não pelas cargas horizontais;
- os ganhos no comportamento do pórtico utilizando ligações semi-rígidas são evidentes no que diz respeito ao comportamento em serviço, podendo reduzir os deslocamentos horizontais até 80% no caso da ligação mais flexível (cantoneiras nos banzos), face ao comportamento com nós articulados;
- Os ganhos em termos de carga de colapso também são bons, pois com ligações simples de chapa de topo estendida pode-se atingir aproximadamente 87% da carga de colapso da estrutura idealizada como rígida;
- É interessante notar que a variação da carga de rotura do pórtico é aproximadamente linear com resistência das ligações a momentos flectores, como mostram os seguintes gráficos:

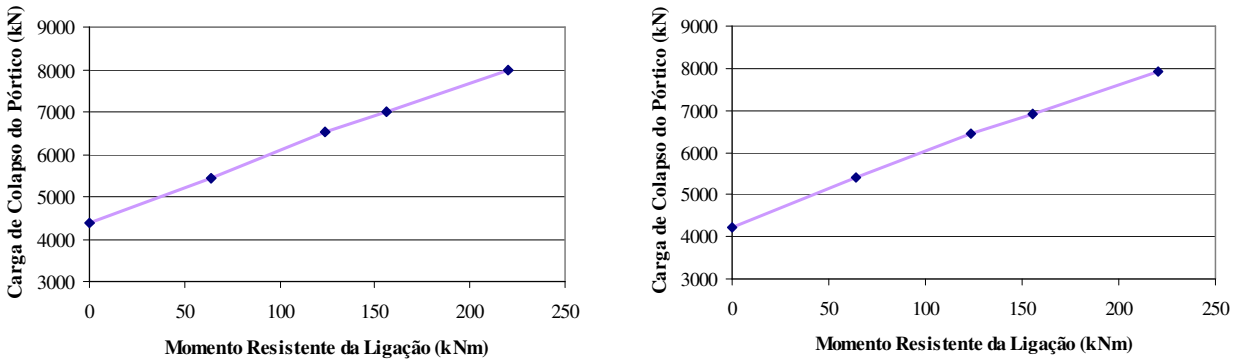


Gráfico 5.3– Carga de colapso do pórtico Vs Momento resistente das ligações Pórtico 1 – Combinação 1 (à esq.) – Combinação 2 (à dir.).

5.3 PÓRTICO 2 – PÓRTICO DE DESENVOLVIMENTO EM ALTURA

À semelhança do pórtico 1, as duas primeiras análises do pórtico 2 dizem respeito a nós rígidos e a nós rotulados. Será assim "balizado" o comportamento semi-rígido dos pórticos metálicos.

Na primeira análise estudou-se o comportamento do pórtico com ligações rígidas. Abaixo, mostram-se os diagramas de momentos flectores, deformada da estrutura e percentagem de plastificação das secções (a preto secções com menos de 1% de área plastificada e o gradiente de cor vermelha que dá uma ideia de como a plastificação se desenvolve), para a combinação de acções 1 (apenas cargas verticais) e para a combinação de acções 2 (cargas verticais e horizontais).

Para o pórtico 2 as vigas nunca chegam a formar mecanismos, porque o colapso do pórtico é sempre condicionado pelos pilares, ao contrário do mecanismo de colapso do pórtico 1. Como os pilares se encontram axialmente carregados próximo do limite, basta haver um pequeno acréscimo de carga para não haver convergência. Todos os três pilares da base do edifico formam rótulas plásticas, funcionando em alguns casos como bielas à compressão. Os diagramas de esforços de corte e de esforços axiais mantêm-se lineares.

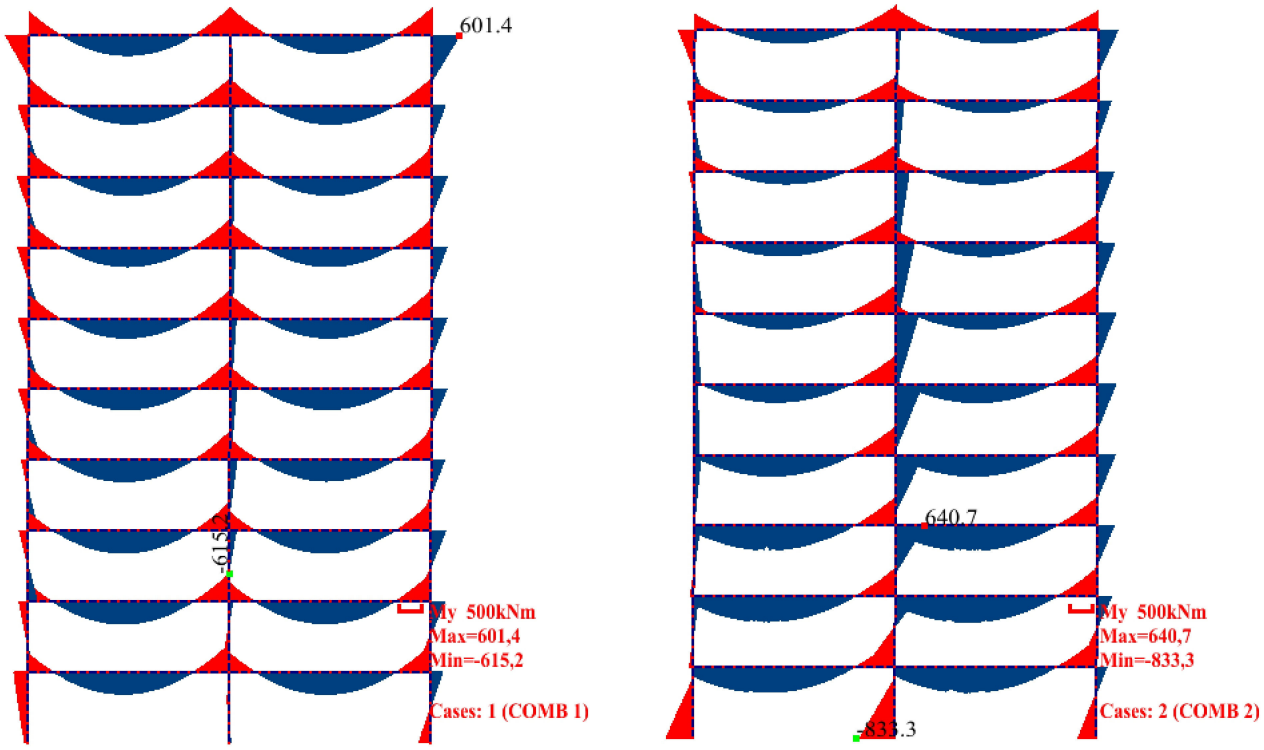


Figura 5.11 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas.

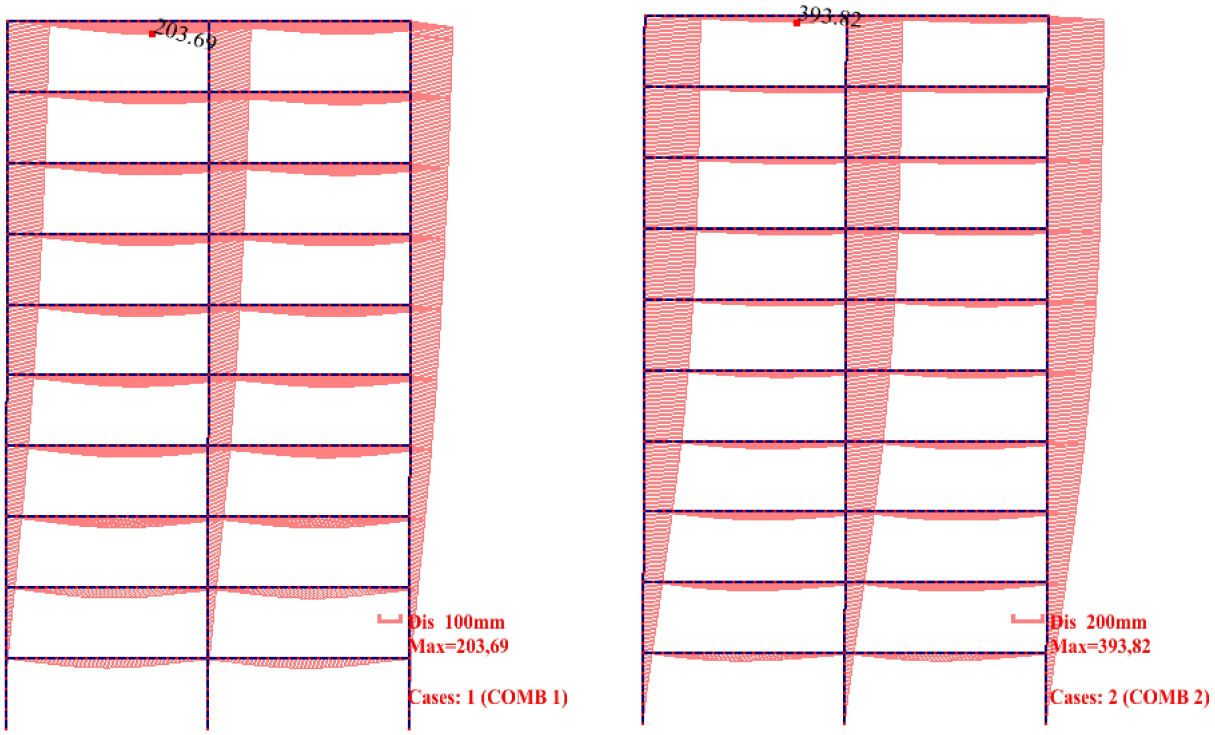


Figura 5.12 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas.

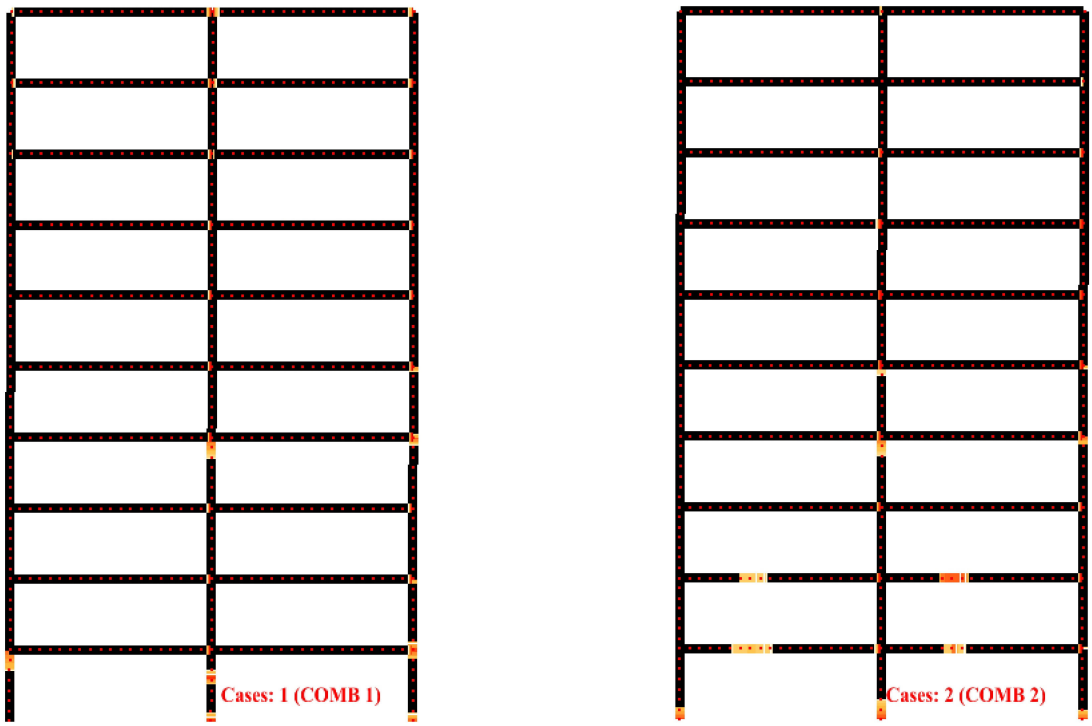


Figura 5.13 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rígidas.

Na segunda análise estudou-se o pórtico com ligações viga-pilar do tipo rótula. Á semelhança do anterior são aqui mostrados os diagramas de momentos flectores, deformadas e de percentagem de plastificação das secções, no último incremento de carga, para as combinações 1 e 2.

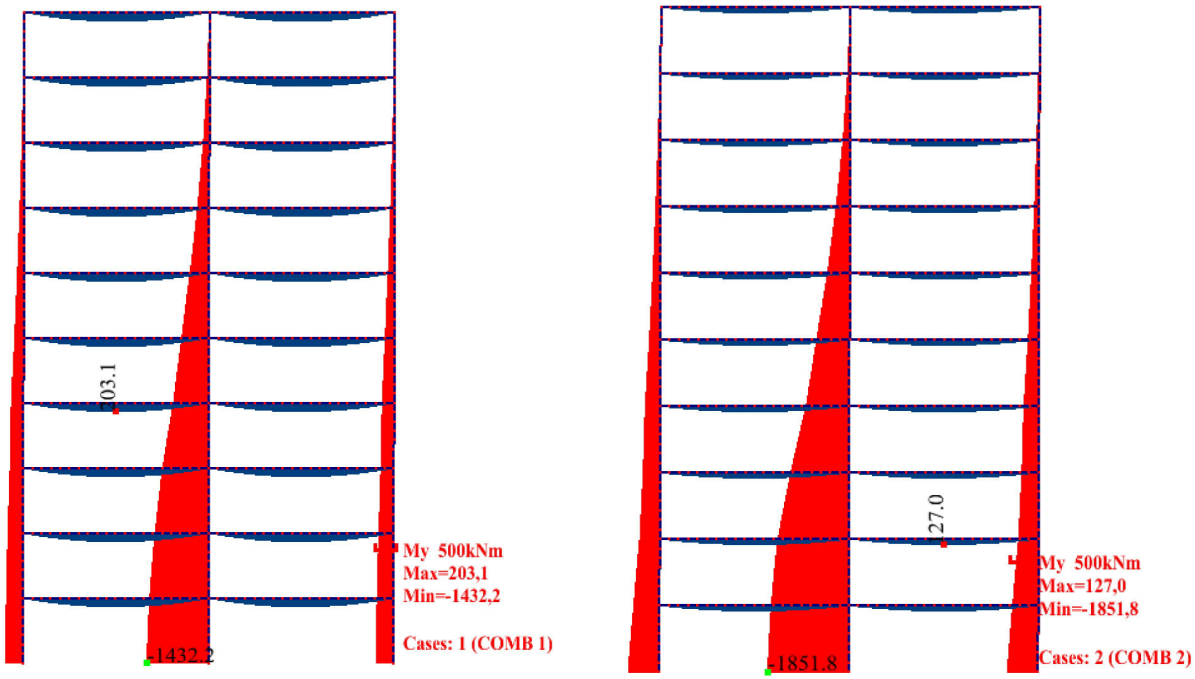


Figura 5.14 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas.

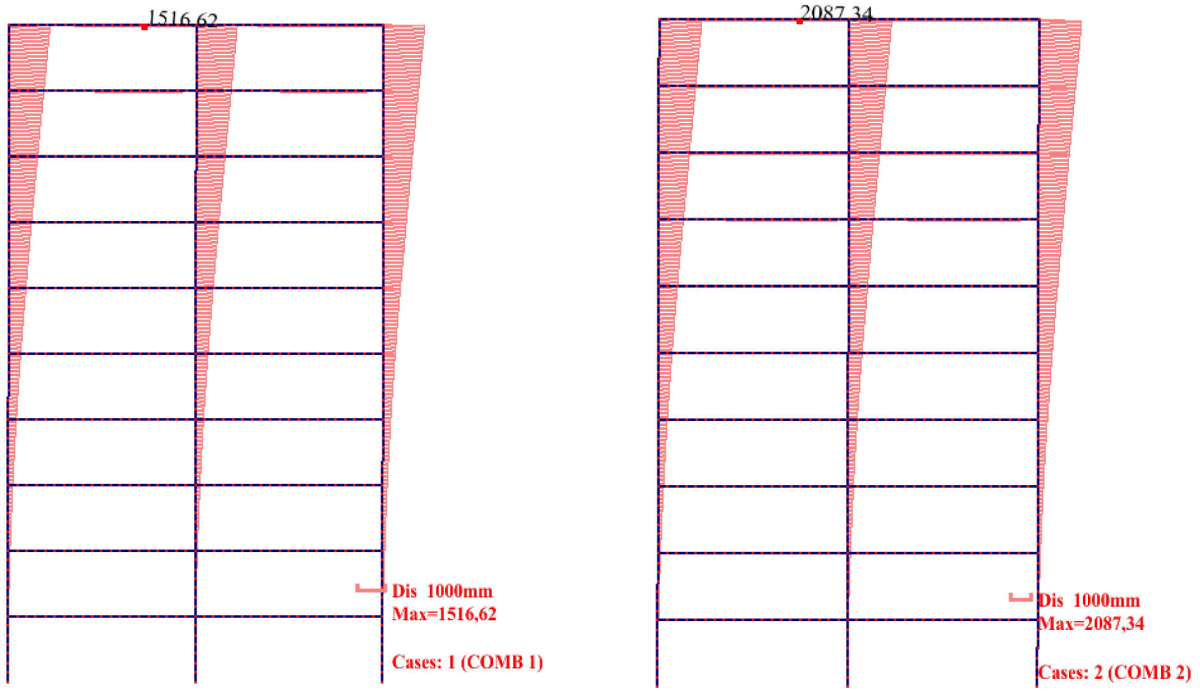


Figura 5.15 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas.

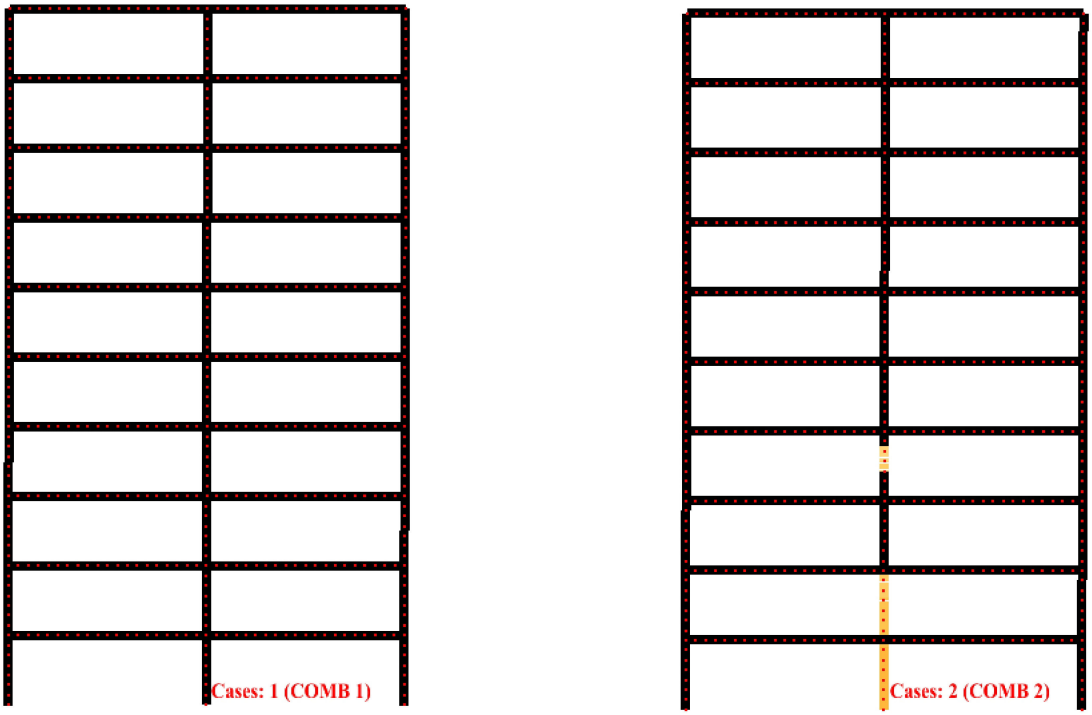


Figura 5.16 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações rotuladas.

Olhando para o diagrama de percentagem de plastificação das secções do pórtico 2 para a combinação 1 parece que não houve formação de nenhuma rótula plástica. O que acontece é que o diagrama de momentos flectores no pilar central é quase constante entre o nível das fundações e o piso 1, pelo que um pequeno acréscimo de carga leva que todo o pilar plastifique nesse tramo, dando origem à não convergência numérica. Para a combinação dois esse fenómeno é mais visível porque na última iteração em que houve convergência já se nota alguma percentagem do pilar plastificada. O colapso deste pórtico com ligações rotuladas dá-se por colapso integral do pilar central entre o nível das fundações e o primeiro piso. Os diagramas de esforços de corte e de esforços axiais mantêm-se lineares.

Após o cálculo destes dois pórticos, com ligações rígidas e articuladas usualmente utilizados na prática, chegou a altura de introduzir os pórticos com ligações semi-rígidas.

Iniciando com as ligações de chapa de topo estendida (Figura 3.21 a Figura 3.24) foi feito um primeiro cálculo, em que se introduziram as leis das ligações com o parâmetro $\beta = 1$. Ao visualizar os momentos flectores nas extremidades das vigas, decidiu-se actualizar o parâmetro β para 2 para as duas combinações de acções. Na combinação 1 poderia ter sido utilizado $\beta = 1$, mas a ligação foi reforçada de tal forma que as diferenças no comportamento da

ligação fossem muito pequenas com a variação do parâmetro β. Assim sendo a utilização de β = 2 para a combinação 1 não significa uma perda de exactidão nos resultados. Desta forma e para β = 2, representam-se de seguida os diagramas de momentos flectores, deformada e percentagem de plastificação das secções:

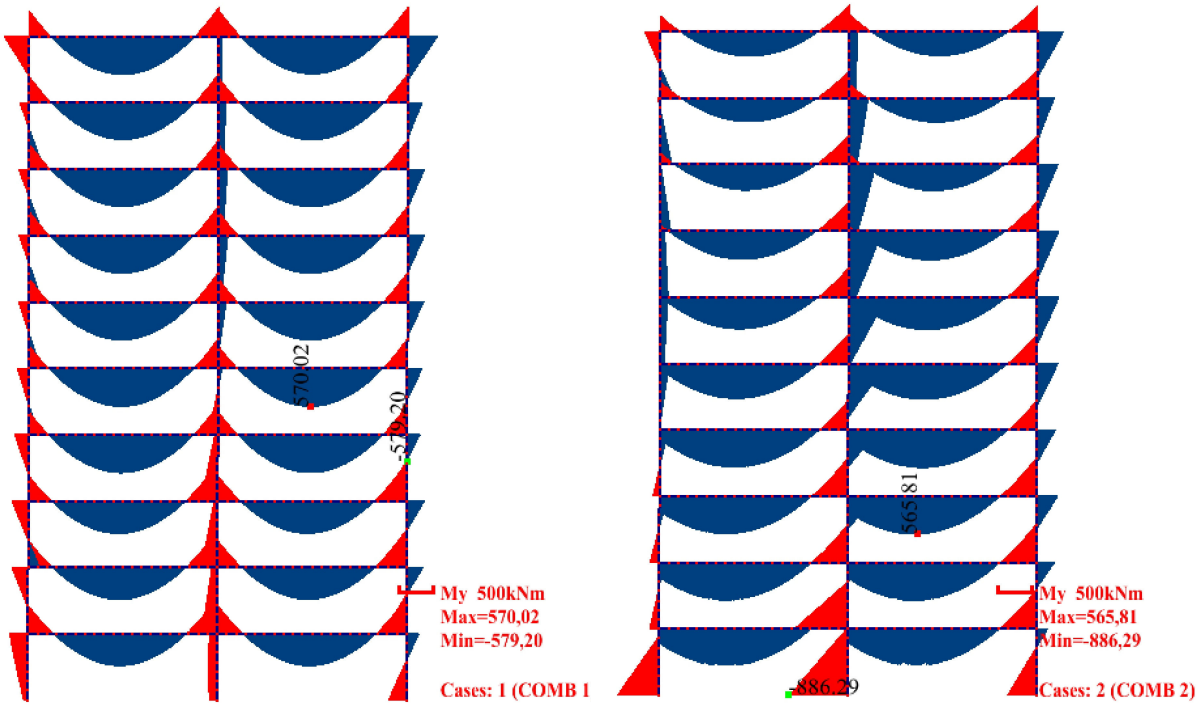


Figura 5.17 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas.

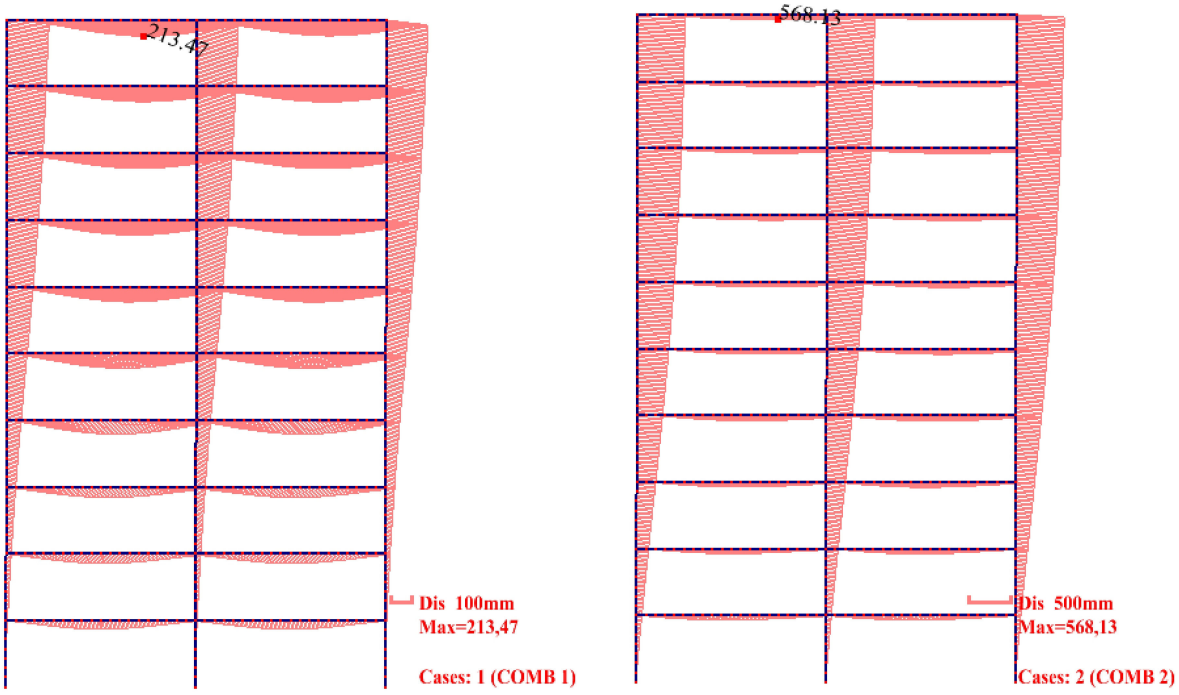


Figura 5.18 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas.

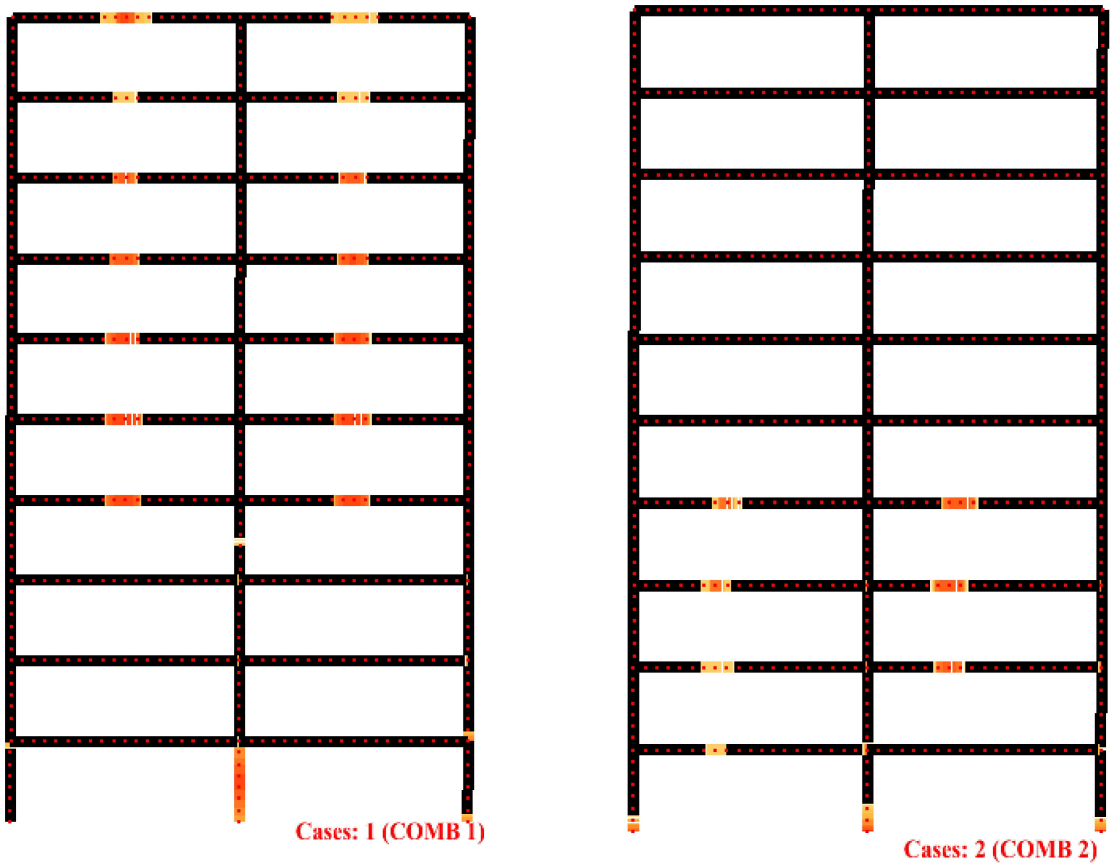


Figura 5.19 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de chapa de topo estendidas.

Apesar de haver zonas no vão das vigas que iniciam a plastificação, o colapso do pórtico 2 para a combinação 1 é atingido quando o pilar central plastifica, devido ao esforço axial atingir o máximo resistido pelo pilar. Para a combinação 2, qualquer um dos três pilares pode ser o que inicia o colapso do edifício. Os diagramas de esforços de corte e de esforços axiais mantêm-se lineares.

A próxima análise refere-se ao pórtico 2 com ligações de cantoneiras nos banzos (Figura 3.26 a Figura 3.29). Foi iniciada análise com $\beta = 2$, não sendo necessário corrigir o modelo para outros valores de β (de notar que o momento resistente da ligação era inferior ao momento mínimo para classificar a ligação como rotulada, em termos de resistência). As próximas figuras, pretendem representar os diagramas de momentos flectores, deformações e percentagem de plastificação das secções, obtidos na última iteração em que se obteve convergência, para as combinações 1 e 2.

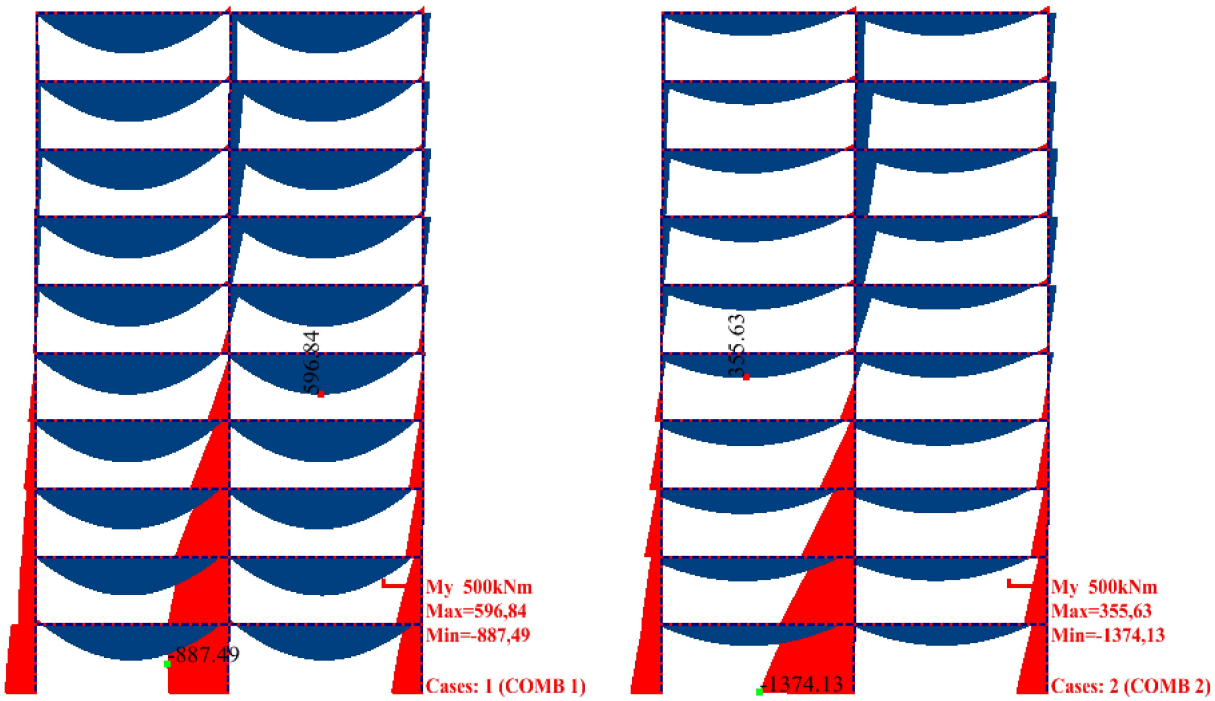


Figura 5.20 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos.



Figura 5.21 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos.

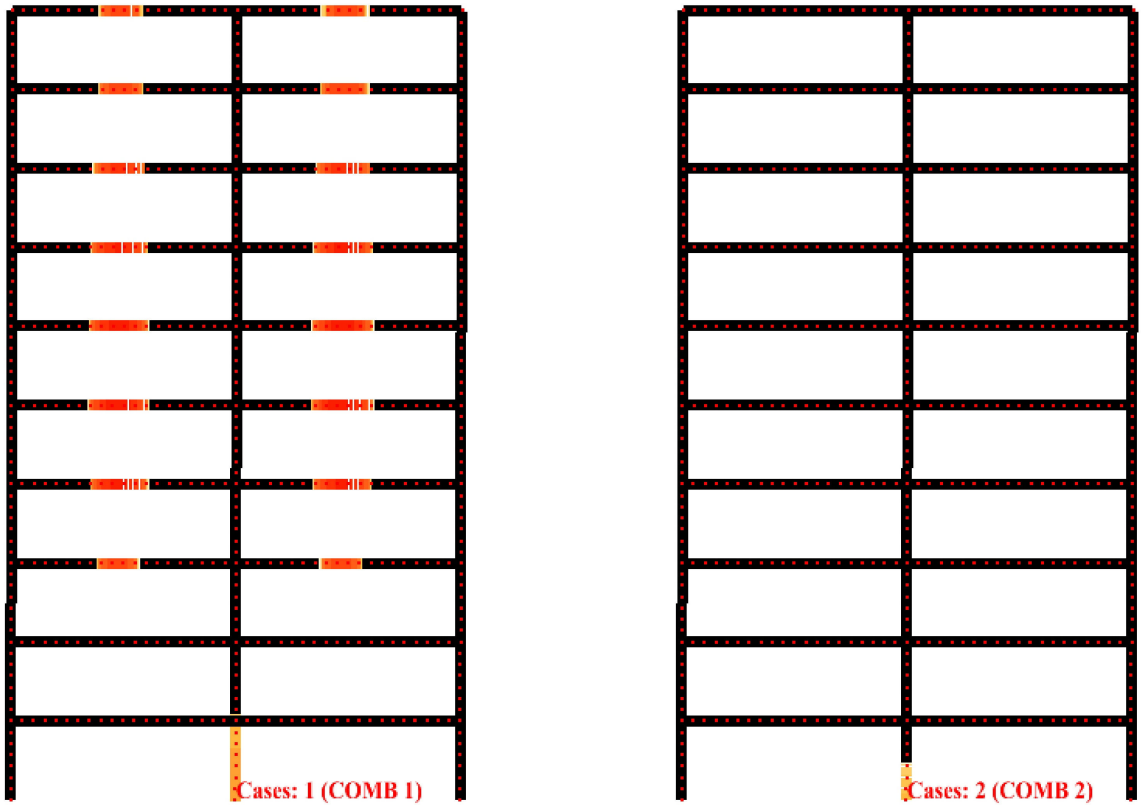


Figura 5.22 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos.

O colapso deste pórtico é sempre condicionado por flexão no pilar central, conjuntamente com o esforço axial. Os diagramas de esforços de corte e de esforços axiais mantêm-se lineares. De notar que os momentos nas extremidades das vigas são muito baixos, tal como se esperava.

Finalmente, apresentam-se os resultados para do pórtico 2 com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma das vigas (Figura 3.30 a Figura 3.33). Iniciou-se a análise com $\beta = 2$ não tendo sido necessário corrigir o valor deste parâmetro. As próximas figuras pretendem ilustrar os diagramas de momentos flectores, deformada e percentagem de plastificação das secções, na última iteração em que se obteve convergência, para as combinações 1 e 2.

Da análise de resultados do pórtico 2 com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma das vigas, é possível afirmar que o colapso do pórtico é sempre condicionado pelo pilar central, apesar de na combinação 1 existirem vigas que iniciam a plastificação a meio vão. Também neste pórtico, os diagramas de esforço de corte e de esforços axiais se mantiveram lineares ao longo do carregamento.

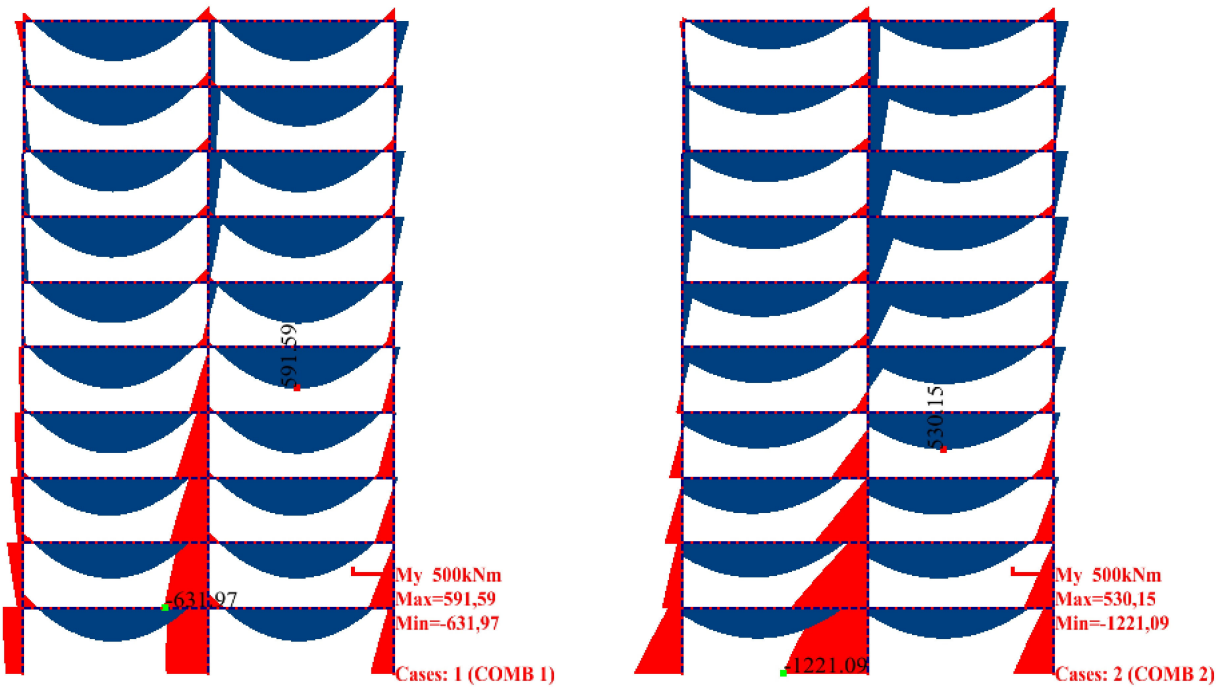


Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma.

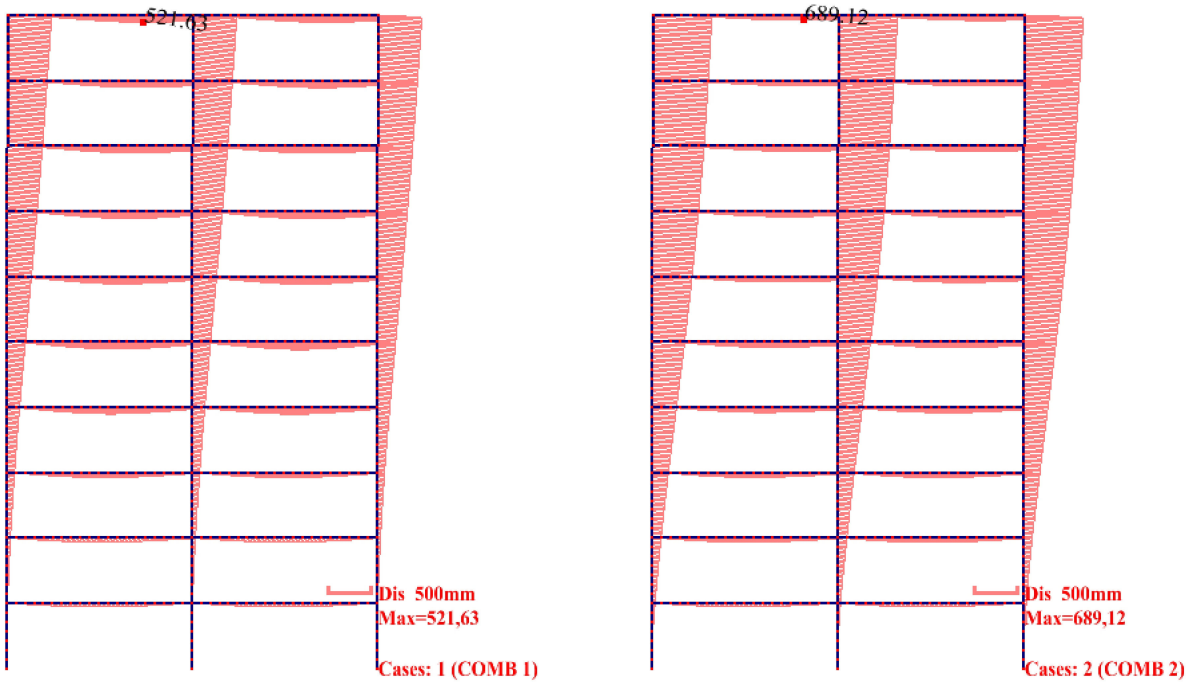


Figura 5.24 – Deformada do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e na alma.

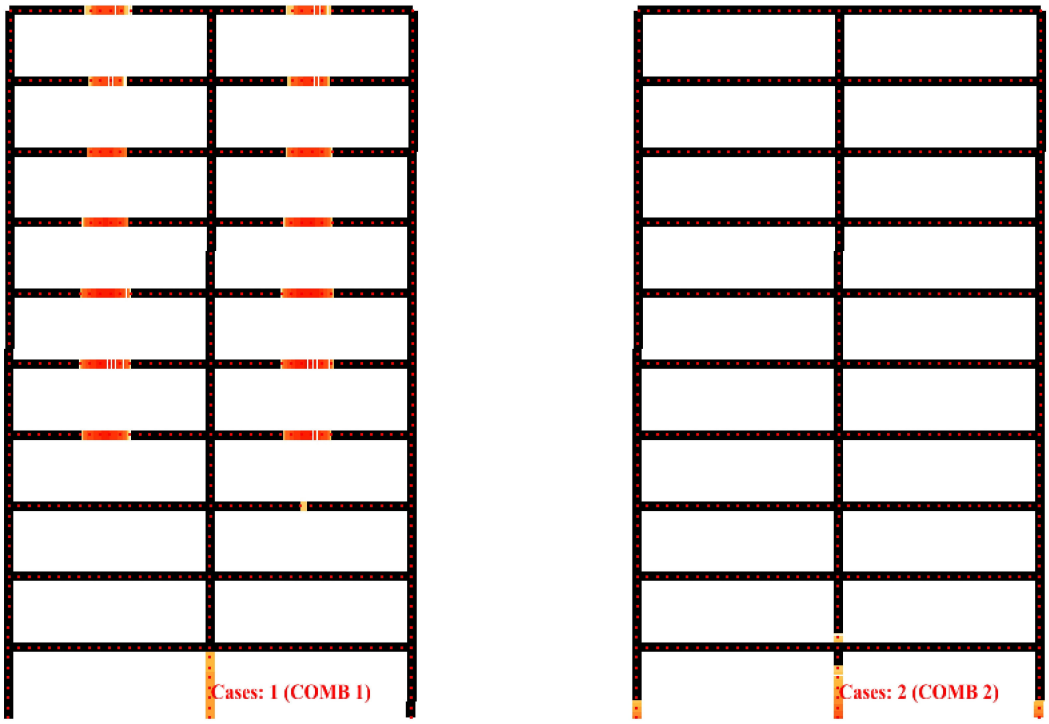


Figura 5.25 – Diagramas de percentagem da plastificação das secções do pórtico 2, na carga de colapso, com ligações de cantoneiras nos banzos e alma.

Após a análise de todos os pórticos com 10 pisos de altura, chega-se à conclusão que o colapso destes é atingido quando os pilares junto à base atingem os seus esforços máximos. Como é um pórtico alto e relativamente estreito, é bastante sensível aos efeitos de 2ª ordem pelo que os pilares são mais solicitados, comparativamente aos pilares do pórtico 1.

Em nenhum caso o colapso das vigas é condicionado pela resistência ao esforço transverso, nunca chegando a ultrapassar 50% da capacidade plástica resistente ao corte (segundo as expressões do EC3), pelo que não é necessário considerar reduções do momento flector resistente devido à interacção com os esforço transverso. Logo os modelos de cálculo utilizados baseados no método das fatias são válidos em todo o espectro de carregamento.

O esforço axial máximo, determinado antes do colapso da estrutura, em qualquer dos pórticos anteriores, nunca ultrapassou os 5.0%. Segundo o EC3, se o esforço axial não for superior a 5% da capacidade resistente, não é preciso introduzir este esforço no comportamento das ligações semi-rígidas.

Elaboradas as análises numéricas, serão comparadas as seis situações estudadas. Para tal, foram traçados os diagramas carga deslocamento dos vários pórticos. Em ordenadas ficará o somatório da carga vertical aplicada ao pórtico na iteração *i*, sendo indicados os valores da carga que correspondem ao Estados Limites Últimos e de Serviço, para a combinação 1 e para a

combinação 2. Em abcissas ficará o deslocamento horizontal do pórtico, medido no pilar central no último piso. A escolha deste ponto está relacionada com o facto de o pilar central ser o eixo de simetria do pórtico. Mostram-se nos seguintes gráficos, as curvas carga-deslocamento dos pórticos, para as várias situações de ligações viga-pilar e para as duas combinações de acções.

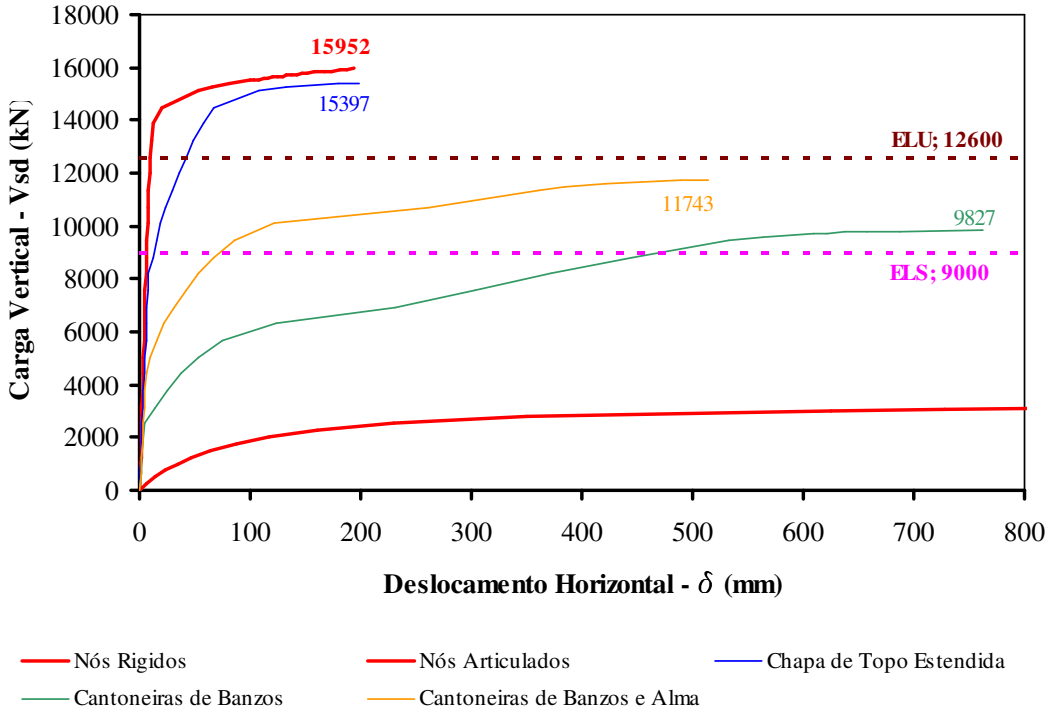


Gráfico 5.4– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 1.

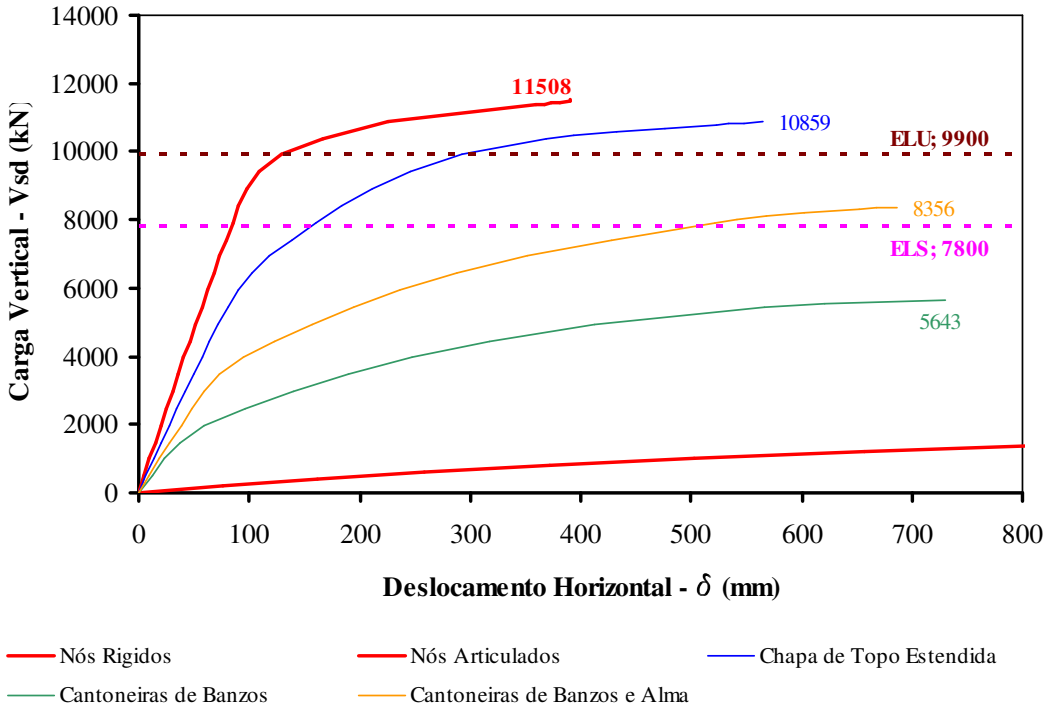


Gráfico 5.5– Diagrama carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 2.

Ao olhar para os dois gráficos e relembrando que a estrutura tinha sido dimensionada com base no pressuposto de ligações viga-pilar rígidas, conclui-se que:

- o comportamento dos pórticos com ligações semi-rígidas é próximo do comportamento rígido até ao momento que as ligações viga-pilar começam a perder rigidez (2/3 $M_{j,Rd}$), momento a partir do qual se destacam os comportamentos dos diferentes pórticos com ligações semi-rígidas;
- a ligação de chapa de topo estendida apresenta um comportamento próximo do idealmente rígido, enquanto que a ligação de cantoneiras nos banzos apesar de ser uma ligação com pouca resistência a momentos flectores apresenta um comportamento bastante afastado do comportamento idealmente articulado;
- as cargas de colapso, para a combinação 1 são superiores em relação às cargas de colapso da combinação 2 em cerca de 40%, pelo que o colapso dos pórticos é condicionado conjuntamente pelas cargas verticais e pelas cargas horizontais;
- para pórticos em que os efeitos de 2ª ordem sejam elevados, quer devido à esbeltez do edifício, quer devido à magnitude das cargas horizontais, é aconselhável utilizar ligações com comportamentos próximos do idealmente rígido, sob pena de não conseguir controlar os deslocamentos em Estados Limites de Serviço, como é evidente no Gráfico 5.5;
- os ganhos em termos de carga de colapso são bons, pois com ligações de chapa de topo estendida com reforço do painel de alma através de cutelos de continuidade e com uma chapa suplementar de alma pode-se atingir aproximadamente 95% da carga de colapso da estrutura idealizada como rígida; mesmo a ligação de cantoneiras nos banzos que não atinge 25% da resistência da viga permite obter cargas de colapso do pórtico na ordem dos 50% da estrutura idealizada como rígida.

5.4 PROPOSTA DE UM MODELO GLOBAL DE ANÁLISE

Nos dois subcapítulos anteriores foram traçadas as curvas força-deslocamento, para o pórtico 1 e 2, sujeitos às forças da combinação 1 e 2, mudando as leis de comportamento das ligações viga pilar. Todos os pórticos foram sujeitos a análises não lineares geométricas e não lineares materiais com inclusão do comportamento semi-rígido das ligações. O âmbito deste tipo de análise, designado por análise avançada de pórticos, só pode ser utilizado em estudos de

investigação, pois envolve que o utilizar tenha um conhecimento profundo de várias matérias complexas e obriga a uma disponibilidade de tempo maior, não só para melhor aprofundar conhecimento e ganhar confiança nos modelos de cálculo, mas também porque o cálculo em si é também muito demorado, embora com a evolução dos computadores o tempo de cálculo seja cada vez menos um problema.

Começando por analisar o pórtico 1, nomeadamente os diagramas de plastificação das secções do pórtico, para os casos em que se utilizaram ligações semi-rígidas, chega-se à conclusão que as únicas zonas que sofreram plastificação foram o meio vão das vigas. Em projecto não é necessário uma análise de espalhamento da plasticidade para saber que o meio vão da viga plastifica, basta apenas comparar o momento actuante com o momento resistente da secção. Olhando para o pórtico 2, acontece algo de semelhante, ou seja, a plastificação acontece a meio vão das vigas ou junto à base dos pilares, nos apoios de encastramento. Mais uma vez as fórmulas de verificação da resistência do EC3 são suficientes para detectar com precisão se o pilar suporta as cargas actuantes. Se fossem utilizadas ligações semi-rígidas para simular o comportamento das bases dos pilares, provavelmente as únicas zonas que iriam plastificar seriam o meio vão das vigas. Conclui-se assim que, para o pórtico 1 e 2 poderá ser dispensável a análise não linear material sem perda de acuidade nos resultados.

Analisada a não linearidade material, será focada a não linearidade geométrica, dividindo-a em duas parcelas: efeitos P-δ e efeitos P-Λ. Relativamente ao primeiro, efeitos P-δ, eles apenas são visíveis após a plastificação do meio vão das vigas, altura em que as vigas se começam a deformar muito (ver deformadas do pórtico 1). Nos pilares o seu efeito pode ser omitido sem perda na acuidade dos resultados. Relativamente ao segundo, efeitos P-Λ, o pórtico 2 é mais sensível que o pórtico 1 por ser mais esbelto e por ter mais forças horizontais aplicadas. Considera-se que os efeitos P-Λ não podem ser omitidos quando são usadas ligações semi-rígidas porque as ligações semi-rígidas ao longo do carregamento do pórtico vão perdendo rigidez o que leva a uma diminuição da carga critica, que poderá condicionar a resistência do pórtico. A determinação da carga crítica do pórtico, baseada no comportamento elástico material e na rigidez inicial das ligações não é suficiente, quando estão em jogo ligações semi-rígidas.

Pretende-se agilizar o processo de cálculo para se poder aplicar as ligações semi-rígidas em pórticos reais e em tempo real. Já foi visto que a análise não linear material e os efeitos P-δ podem ser retirados da análise. Sendo assim, também não existe a necessidade de utilizar o método das fatias (formulação de Timoshenko), nem é necessário dividir as barras em vários elementos finitos, poupando assim muito tempo de cálculo. Pretende-se continuar a utilizar modelos de resolução não-lineares, concentrando a não linearidade nas extremidades das vigas,

modelando todo o comportamento semi-rígido da ligação, e utilizando uma formulação de 2ª ordem linearizada, ou seja, incluindo os para os efeitos P-Λ.

Resumindo, a metodologia de análise de pórticos metálicos com ligações semi-rigidas sujeitos a carregamentos estáticos proposta na presente dissertação tem as seguites particularidades: pórticos com apenas um elemento finito por barra, introdução das leis não lineares de comportamento das ligações viga pilar nas extremidades dos elementos viga, introdução dos efeitos P- Λ no algoritmo de resolução da estrutura, sendo tudo o resto calculado de forma linear. Foi investigado este novo método de análise e comparado com as análises atrás efectuadas aos pórticos 1 e 2, com os vários tipos de ligação e sujeitos aos carregamentos da combinação de acções 1 e 2. Para comparar o desempenho dos pórticos sujeitos à análise completa (não linear material e geométrica) com o método de análise proposto (linear material e inclusão dos efeitos P- Λ), foram elaborados gráficos que traduzem o comportamento dos pórticos. Estes gráficos, em tudo semelhantes aos anteriores gráficos carga-deslocamento, pretendem ilustrar, através da sobreposição, as diferenças entre os dois métodos de análise.

Em primeiro lugar é exposto gráfico carga-deslocamento do pórtico 1 sujeito à combinação de acções 1, e, em segundo lugar é exposto o gráfico relativo ao pórtico 1 sujeito à combinação de acções 2.

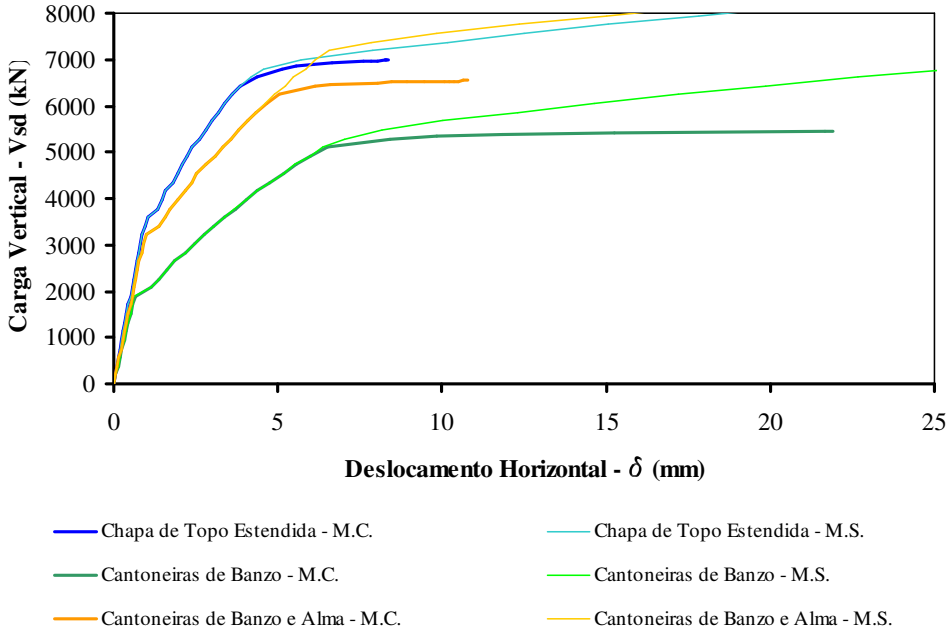


Gráfico 5.6– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 1 MC – Modelo Completo; MS – Modelo Simplificado.

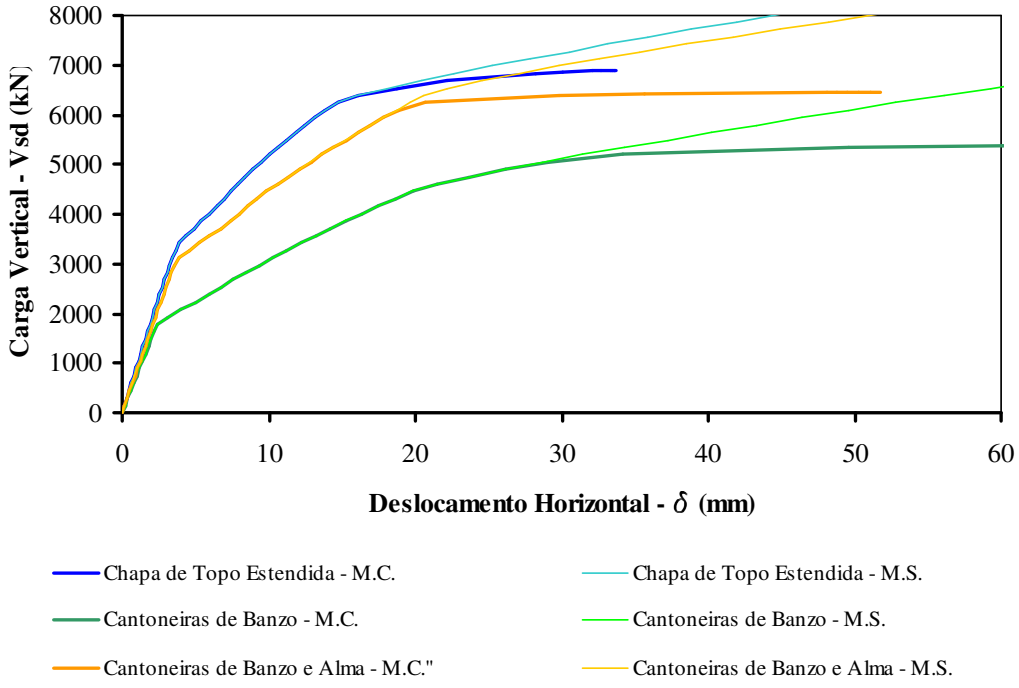


Gráfico 5.7– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 1 – combinação 2 MC – Modelo Completo; MS – Modelo Simplificado.

Também para o pórtico dois foram traçados os diagramas carga deslocamento, para os modelos simplificados e comparados com os diagramas dos modelos completos.

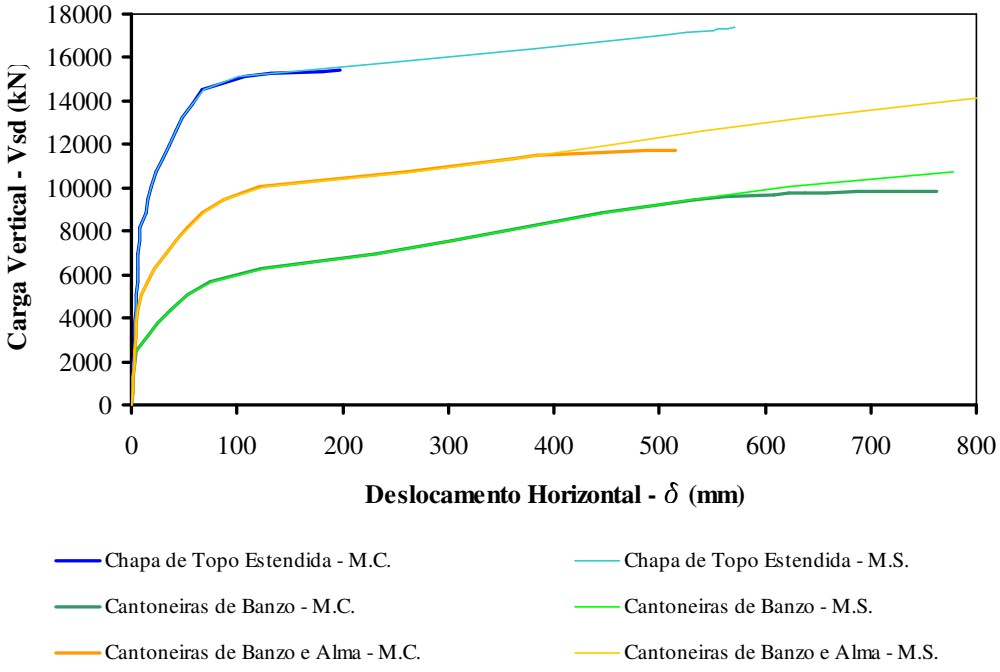


Gráfico 5.8– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 1 MC – Modelo Completo; MS – Modelo Simplificado.

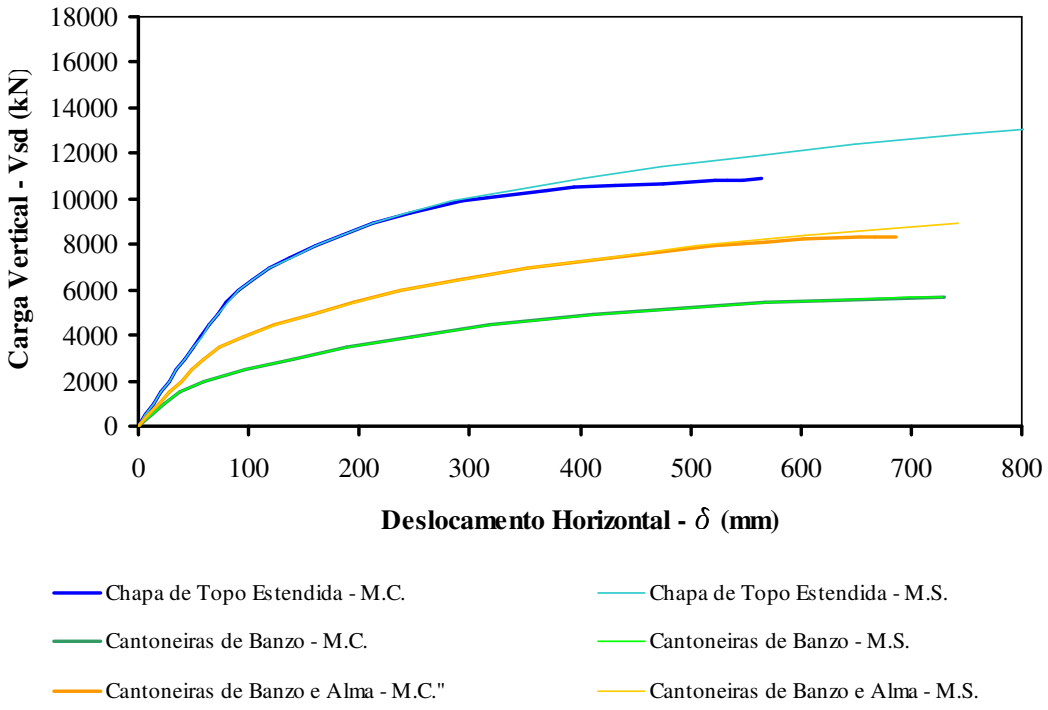


Gráfico 5.9– Comparação dos diagramas carga deslocamento para o pórtico 2 – combinação 2 MC – Modelo Completo; MS – Modelo Simplificado.

Da leitura dos gráficos é evidente que o modelo simplificado, proposto no presente trabalho, representa de uma forma bastante aproximada o comportamento dos pórticos com ligações semi-rígidas até muito próximo do colapso. O tempo de cálculo do modelo simplificado corresponde a cerca de 2% do tempo de cálculo do modelo completo e mesmo em termos de tamanho de informação guardada no disco duro corresponde a cerca de 15% do ficheiro do modelo completo. De salientar que se as ligações da base dos pilares tivessem sido modeladas através do seu comportamento semi-rígido, certamente as curvas do modelo simplificado e do modelo mais complexo tenderiam a ficar mais próximas.

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS

6.1 ASPECTOS GERAIS

O presente trabalho foi iniciado por um resumo das leis matemáticas que existem para traduzir o comportamento M-Φ de uma ligação metálica, tendo sido focadas leis lineares até multilineares, exponenciais, potências, logarítmicas e formulações que traduzam as leis experimentais obtidas em laboratório. De seguida foram focados os métodos de previsão do comportamento de ligações viga pilar, que interessam para aplicação em projecto. Foram abordados os métodos empíricos (pouco fiáveis), modelos analíticos, modelos mecânicos, modelos baseados no método dos elementos finitos (muito complexos) e ensaios laboratoriais, sendo estes últimos os mais precisos mas também os mais caros, complexos e lentos. Actualmente, o método que poderá ter uma utilização mais generalizada, com a maior simplicidade possível, formulado em bases teóricas, comportamentos materiais reais e possível de adaptação a qualquer tipo de ligação, é o método das componentes. Este método tem sido amplamente investigado e brevemente será regulamentado através da publicação final do Eurocódigo nº3 – Estruturas de Aço. É neste método que se baseia toda a dissertação, pretendendo conhecer os pontos fortes e fracos, vantagens e desvantagens da utilização deste método, tendo uma visão crítica do novo regulamento.

No capítulo 3 iniciou-se o estudo paramétrico das ligações semi-rígidas, para dois pórticos distintos: o pórtico 1 com um desenvolvimento maior em planta e o pórtico 2 com um desenvolvimento maior em altura. Os pórticos foram pré-dimensionados e foram estudadas as ligações de cada pórtico, adoptando três tipos diferentes de ligações semi-rígidas aparafusadas: chapa de topo estendida, cantoneiras de banzos e cantoneiras de banzos e alma. Em jeito de resumo, o estudo de uma ligação semi-rígida e consequente análise do pórtico, deve seguir os seguintes passos:

- assinalar os diferentes tipos de ligação presentes no edifício e ter especial atenção a aqueles em que o parâmetro β poderá variar;
- escolher uma tipologia para a ligação, assegurando uma capacidade de rotação suficiente;

- a tipologia escolhida deverá ser económica, para poder tirar partido do método das componentes, mas com sentido crítico para não existirem perdas acentuadas de rigidez e resistência;
- os pórticos deverão ser classificados em contraventados ou não, para poder classificar as ligações - EC3 (a classificação das ligações também depende do tipo de análise global do pórtico);
- deve ser traçada a curva momento-rotação de acordo com as leis do EC3, calculando a rigidez e a resistência da ligação através do método das componentes;
- as leis de comportamento das ligações devem ser introduzidas no modelo de cálculo global e, após a obtenção de resultados devem ser confirmados os valores do parâmetro β para cada tipo de ligação e proceder a correcções se necessário;
- no caso de pilares não reforçados com cutelos de continuidade é necessário verificar também a tensão instalada na alma pilar, na zona de tracção e compressão junto ao raio interior do perfil;
- verificar o pórtico a Estados Limites de Serviço e Estados Limites Últimos.

No capítulo 4, foi testado e calibrado o programa de cálculo (Robot Millennium v.19) utilizado para calcular os pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, tendo-se obtido resultados precisos. Foi também referido em que moldes foram feitas as análises não lineares materiais e geométricas.

No capítulo 5, foram apresentados os resultados do cálculo dos pórticos metálicos com ligações semi-rígidas e foi proposto um método simplificado de análise global, válido para qualquer pórtico e para qualquer tipo de ligação.

6.2 CONCLUSÕES FINAIS

A utilização do método das componentes para prever o comportamento de uma ligação metálica é um método potente, que pode ser aplicado a qualquer tipo de ligação fornecendo bons resultados. A rigidez inicial das ligações e o momento resistente podem ser obtidos através de uma sequência algo extensa de cálculos, sendo todavia cálculos simples que podem ser programados numa folha de cálculo. Em relação às ligações estudadas, importa concluir que:

- a ligação de chapa de topo estendida é geralmente uma ligação mais rígida e mais resistente do que as ligações de cantoneiras, desde que a chapa de topo tenha uma espessura considerável;

- o tipo ligação de cantoneiras nos banzos é o menos rígido e resistente, porque só permite uma fiada de parafusos para fazer a ligação cantoneira-pilar;
- nas ligações de cantoneiras nos banzos, ou de cantoneiras nos banzos e na alma é importante dar pré-esforço aos parafusos, visto que, existem parafusos solicitados por corte na zona de ligação cantoneira banzo da viga ou à alma da viga, podendo as folgas da furação levar a perdas de rigidez consideráveis;
- a espessura da chapa de topo, no caso de ligações de chapa de topo estendida, a espessura das cantoneiras de ligação e a espessura dos banzos do pilar têm um papel fundamental na rigidez e a resistência das ligações;
- o painel de alma do pilar, a sua espessura e o seu reforço, têm igualmente um papel fundamental na rigidez e resistência das ligações para momentos flectores altos e desiquilibrados no caso de ligações bilaterais;
- é aconselhável e quase obrigatório o uso de cutelos de continuidade na zona comprimida do pilar, para evitar modos de encurvadura da zona da alma do pilar não previstos no método das componentes (Figura 3.10);
- o uso de cutelos de continuidade na zona traccionada também é aconselhável, porque para tensões elevadas na zona traccionada da alma do pilar as reduções de momento flector resistente são relevantes;
- o uso de cutelos de continuidade facilita o uso das ligações semi-rígidas ao nível de projecto, não sendo necessário ir confirmar, após cálculo global, o estado de tensão da zona comprimida/traccionada da alma do pilar e comparar com o nível de tensão que foi arbitrado no método das componentes;
- um painel de alma de pilar reforçado com cutelos de continuidade, pode ser uma zona importante de dissipação de energia sísmica, visto que o painel de alma do pilar solicitado por corte apresenta boas características de deformação após cedência, desde que não seja esbelto e não encurve;
- o reforço do painel de alma do pilar com cutelos de continuidade mostrou ser um bom reforço até $\beta = 1$, para pilares do tipo HEA e HEB, mesmo com ligações que atingiam momentos resistentes próximos do momento máximo resistido pela viga;
- para valores do parâmetro $\beta > 1$ poderá ser necessário adicionar mais um reforço ao painel de alma do pilar, em ligações em que a resistência a momentos flectores seja elevada, tendo ficado provado que o reforço com uma chapa de alma é o mais eficiente, face ao reforço com duas chapas de alma ou o uso de um cutelo diagonal para além do uso de cutelos de continuidade;

- deverão ser usadas ligações simétricas em relação ao eixo da viga, se os momentos flectores nas extremidades das vigas não sofrerem variação de sinal, caso contrário terá de ser usada uma lei de comportamento para momentos negativos e uma outra lei de comportamento para momentos positivos.

Ao nível regulamentar, o novo EC3 – parte 1.8 codifica, pela primeira vez, a utilização do método das componentes, para o uso de ligações semi-rígidas em pórticos metálicos. Após a aplicação do método previsto no regulamento, retiram-se as seguintes conclusões:

- o regulamento impõe uma lei momento-rotação baseada na rigidez inicial (Figura 2.30), momento resistente e numa curva de transição entre a rigidez inicial e o momento resistente a partir de 2/3 $M_{j,Rd}$, sendo portanto uma lei não linear com pontos de quebra que podem dificultar a convergência do algoritmo de análise global;
- na sequência, o regulamento permite o uso de uma lei qualquer que traduza a curva momento-rotação desde que toda essa curva fique abaixo da curva imposta pelo regulamento, pelo que o autor sugere o uso da formulação do tipo de potências de três parâmetros, equação (2.14), com ajuste do factor de forma n à curva preconizada no regulamento, evitando assim pontos de quebra ao longo da curva de comportamento;
- a classificação das ligações em termos de rigidez, à luz do regulamento, depende se a estrutura é contraventada ou não o que pode levar a alguns sobredimensionamentos, isto porque, o que interessa avaliar é se a estrutura é de nós móveis ou nós fixos, e como é óbvio, a inclusão do comportamento semi-rígido das ligações é mais importante em estruturas de nós móveis do que em estruturas de nós fixos; na opinião do autor deveria haver uma transição suave da classificação da rigidez da ligação entre as estruturas de nós móveis e as estruturas de nós fixos, dependendo da carga crítica do pórtico, da carga instalada e da rigidez das vigas, tal como proposto por Gomes, Neves, 1996;
- os critérios regulamentares para assegurar a ductilidade das ligações, são critérios muito simples e de aplicação rápida, bons para aplicação em projecto, no entanto, e na opinião do autor, para além da ruptura da ligação por flexão das chapas/cantoneiras/banzos a ligar e do painel de alma em corte, deveria ser acrescentado que a ruptura da ligação por compressão do banzo da viga, devia ser considerado um mecanismo de ruptura dúctil, desde que o banzo comprimido da viga fosse de classe 1 à compressão.

Depois de estudadas as ligações semi-rígidas para cada pórtico, foram calculados os modelos globais com não linearidades materiais e geométricas. A partir da aplicação e dos resultados obtidos conclui-se que:

- um pórtico poderá ter um número considerável de ligações semi-rígidas, devido a diversos factores mas onde o parâmetro β desempenha um papel fundamental nas ligações bilaterais viga-pilar;
- um número grande de ligações semi-rígidas, que sejam sensíveis ao parâmetro β, dificultam muito a aplicação de ligações semi-rígidas ao nível do projecto de edifícios metálicos, para não afirmar que seja mesmo um trabalho infindável e quase impossível; cabe ao utilizador/projectista definir ligações que sejam pouco sensíveis às variações do parâmetro β para a gama de valores existentes num dado pórtico;
- a utilização de ligações semi-rígidas em pórticos contraventados é relativamente fácil, porque as variações do parâmetro β são pequenas, uma vez que as forças horizontais são encaminhadas para os contraventamentos, libertando os nós do edifício para a resistência a cargas verticais;
- para o pórtico 1, pouco sensível a efeitos de 2ª ordem, a utilização de ligações semi-rígidas permite obter ganhos de comportamento consideráveis, que são muito visíveis em termos de rigidez do pórtico, conseguindo facilitar o controlo de deslocamentos em Estados Limites de Serviço,
- para o pórtico 2, sensível a efeitos de 2ªordem, a utilização de ligações semi-rígidas permite obter ganhos notáveis em termos de controle de deslocamentos mas em menor grau que no pórtico 1;
- ao nível de carga última do pórtico, os ganhos também são consideráveis, estando a carga última directamente relacionada (relação linear) com o momento resistido pelas ligações viga-pilar;
- o uso de ligações semi-rígidas em pórticos contraventados permite economizar na dimensão das vigas de piso, face à idealização tradicional de pórtico contraventado com ligações do tipo rótula, sendo possível, nestes casos, o uso de qualquer tipo de ligação semi-rígida;
- o uso de ligações semi-rígidas em pórticos não contraventados permite economizar no detalhe das ligações viga-pilar face à idealização tradicional de pórticos com nós rígidos e nestes casos aconselha-se o uso de ligações com um comportamento próximo do limite rígido preconizado no EC3, utilizando, por exemplo, ligações com chapa de topo estendida;

- a utilização de modelos não lineares materiais e geométricos é complexa e o tempo de cálculo é elevado pelo que a aplicação em projecto de edifícios é ainda difícil.

Com base no último ponto, é proposto um tipo de cálculo global, para análise de pórticos com ligações semi-rígidas, do qual se tiram as seguintes elações:

- considera o autor que a incorporação dos efeitos P-Λ em pórticos metálicos com ligações semi-rígidas é fundamental, devido à degradação da rigidez das ligações durante o processo de carregamento, que tem uma implicação directa na carga critica do pórtico;
- nos programas de cálculo comerciais a incorporação do efeitos P-Λ não é mais do que colocar um visto na opção de cálculo de 2ªordem, não trazendo dificuldades adicionais para o utilizador (poderá ser necessário conhecer o método de resolução não linear, por exemplo o método de Newton-Raphson, para conseguir controlar os parâmetros de convergência);
- considera o autor que o estudo de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas deveria ser sempre feito introduzindo no modelo de cálculo o comportamento das ligações semi-rígidas, evitando duas análises: uma globalmente linear para estudo dos Estados Limites de Serviço e uma rígido-plástica para estudo dos Estados Limites Últimos;
- ao serem introduzidas as leis de comportamento das ligações semi-rígidas, é feito apenas um modelo de cálculo, que traduz de forma precisa, o comportamento em serviço e o comportamento último da estrutura;
- a estrutura deverá ser verificada em Estado Limite Último pelos critérios previstos no EC3 parte 1.1, considerando comprimentos de encurvadura de nós fixos;
- através do Gráfico 5.6 a Gráfico 5.9 é possível concluir que o modelo de cálculo global proposto, representa fielmente o comportamento da estrutura durante todo o carregamento, com uma grande economia do tempo de cálculo, simplificando assim o estudo de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas.

6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A inclusão do comportamento semi-rígido das ligações metálicas na nova regulamentação europeia – EC3, será um passo muito importante para a aplicação do método das componentes, resultando numa melhor modelação dos pórticos reais, obtendo-se assim resultados mais precisos. Contudo, este novo método proposto no EC3 é susceptível de melhorias, algumas

delas já referidas no ponto anterior. Ao nível da investigação científica nesta área, propõem-se os seguintes caminhos:

- modelação, através do método das componentes, do endurecimento da ligação, ou seja, a obtenção do traçado pós-cedência, onde poderão ser obtidos alguns ganhos de comportamento das ligações e dos pórticos metálicos;
- a obtenção do ponto onde a ligação entra em colapso (Φ_{cd}), pode ser importante para ligações que não tenham um comportamento dúctil, tal como previsto no EC3 através de verificações simples de recomendável utilização em projecto;
- a utilização de modelos do tipo de tesoura (Figura 2.35) ou do tipo de Krawinckler (Figura 2.36), podem ser preciosos na simplificação da utilização das ligações semi-rígidas por eliminarem a utilização do parâmetro β, ou seja, no modelo global a zona do painel da alma é modelada separadamente da zona da ligação, podendo assim a ligação adaptar-se automaticamente ao nível de momentos flectores das extremidades das vigas;
- em vigas de cobertura inclinadas, onde o nível esforço axial possa ser importante, o comportamento da ligação à flexão composta deverá ser conhecido e investigado;
- o comportamento sísmico das ligações é fundamental, principalmente saber quais os componentes que podem ter capacidade de dissipação de energia sísmica, por forma a que sejam sempre estes os componentes a limitar a resistência das ligações;
- por último, com menos importância que os anteriores, mas para fechar o conhecimento das ligações semi-rígidas, o comportamento tridimensional da ligações semi-rígidas, sujeitas a flexão desviada e flexão desviada composta, para inclusão em modelos tridimensionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ABBOT, B.J. and RICHARD, R.M. (1975) – "Versatile Elastic-Plastic Strss-Strain Formula", *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.101, EM4, pp.511-515.

[2] ALEXANDRE ALMEIDA DEL SAVIO, PEDRO COLMAR GONÇALVES DA SILVA VELLASCO, LUIZ FERNANDO MARTHA, SEBASTIÃO ARTHUR LOPES DE ANDRADE (2005) – "Structural Evaluation of Semi-Rigid Steel Portal Frames", ISSN/ISBN 3861308126, vol. A, pp. 4.49-4.56, June 2005

[3] ALEXANDRE ALMEIDA DEL SAVIO, SEBASTIÃO ARTHUR LOPES DE ANDRADE2, LUIZ FERNANDO MARTHA, PEDRO COLMAR GONÇALVES DA SILVA VELLASCO (2005) – "Um Sistema Não-Linear Para Análise de Pórticos Planos Semi-Rígidos", *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, Passo Fundo, v.2, n.1, p.97-125, jan./abr. 2005.

[4] ANG, K.M. and MORRIS, G.A. (1984) – "Analysis of 3-Dimensional Frames with Flexible Beam-Column Connections", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.11, pp. 245-254.

[5] ANTÓNIO REIS, DINAR CAMOTIM (2000) – "Estabilidade Estrutural", McGraw-Hill.

[6] ATTIOGBE, G. and MORRIS, G. (1991) – "Moment Rotation Functions for Steel Connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.117, June, pp.1703-1718.

[7] AZIZINAMINI, A., BRADBURN, J. H. and RADZIMINSKI, J. (1987) – "Initial Stiffness of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8.

[8] BARSAN, G. M. and CHIOREAN, C. G. (1999) – "Influence of Residual Stress On The Carrying-Capacity of Steel Framed Structures". *Numerical investigation, Stability and Ductility of Steel Structures* (SDSS'99).

[9] BAYO, E., GRACIA, J., CABRERO, J.M., and GIL, B. (2006) – "Advanced Global Member Stability Analysis of Semi-Rigid Frames", *Stability and Ductility of Steel Structures – Lisbon* , Portugal

[10] BŰLENT AKBAS, JAY SHEN (2003) – "Seismic Behavior of Steel Buildings with Combined Rigid and Semi-Rigid Frames", *Turkish Journal of Engineering & Environmental Sciences,* 27 pp 253-254.

[11] CEN (2005) – "Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part. 1.1: General rules and rules for buildings", EN 1993-1-1.

[12] CEN (2005) – "Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part. 1.8: Design of joints", EN 1993-1-8.

[13] CHEN, W. F. and KISHI, N. (1987) – "Moment-Rotation Relation of Top and Seat-Angle Connections", CE-STR-87-4, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

[14] CHEN, W. F., KISHI, N., MATSUOKA, K. G. and NOMACHI, S. G. (1988a) – "Moment-Rotation Relation of Top and Seat Angle with Double Web Angle Connections", in *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Apllied Science, London.

[15] CHEN, W. F., KISHI, N., MATSUOKA, K. G. and NOMACHI, S. G. (1988b) – "Moment-Rotation Relation of Single/Double Web Angle Connections", in *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Apllied Science, London.

[16] CHEN, W.F. and TOMA, S. (1994) – "Advanced Analysis of Steel Frames – Theory, Software and Applications", CRC Press.

[17] COLSON, A. (1991) – "Theoretical Modeling of Semirigid Connections Behaviour", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 19, pp. 213-224.

[18] DE LUCA, A., DE MARTINO, A. PUCINOTTI, R. and PUMA, G. (1995a) – "Semi-Rigid Top and Seat Angle Connections: Review of Experimental Data and Comparison with Eurocode 3", C.T.A., Italian Conference on Steel Construction, Riva de Garda, October.

[19] DE LUCA, A., DE MARTINO, A. PUCINOTTI, R. and PUMA, G. (1995b) – "Semi-Rigid Top and Seat Angle Connections: Critical Review of Eurocode 3 Approach", C.T.A., Italian Conference on Steel Construction, Riva de Garda, October.

[20] FAELLA, C., PILUSO, V. and RIZZANO, G. (1996) – "Prediction of the Flexural Resistance of Bolted Connections with Angles", IABSE, International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections, Istambul, Turkey, September.

[21] FAELLA, C., PILUSO, V. and RIZZANO, G. (1997) – "Rotational Stiffness Prediction of Flange and Web Angle Connections with Preloaded Bolts", Italian Conference on Steel Construction, Ancona 2-5 October.

[22] FAELLA, C., PILUSO, V. and RIZZANO, G. (2000) – "Structural Steel Semirigid Connections – Theory Design e Software", CRC Press.

[23] FERNANDO RAMIRES, LUÍS BORGES, LUCIANO LIMA, PEDRO VELLASCO, LUÍS SIMÕES DA SILVA, SEBASTIÃO ANDRADE, JOSÉ GUILHERME SILVA (2003) – "Comportamento Estrutural de Ligações Viga-Pilar com Placa de Extremidade de Altura Parcial", *IV Congresso de Construção Metálica e Mista*, pp 697-706.

[24] FINLEY A. CHARNEY, WILLIAM M. DOWNS (2004) – "Modeling Procedures For Panel Zone Deformations In Moment Resisting Frames*", Connections in Steel Structures V*, Amsterdam, June 3-4, 2004.

[25] FRYE, M. J. and MORRIS, G. A. (1975) – "Analysis of Flexibly Connected Steel Frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, pp. 280-291.

[26] GOMES, F. C. T. and NEVES, L. F. C. (1996) – "Influence of Semi-Rigid Connections on the Behaviour of Frames. Classification of Connections.", In *Proceedings of the 5th International Colloquium on Structural Stability*, SSRC, Rio de Janeiro, August.

[27] GOVERDHAN, A.V. (1983) – "A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections", Master's Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN.

[28] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA (2004) – "Ligações Em Estruturas Metálicas", Instituto Brasileiro de Sidergia/Centro Brasileiro da Construção em Aço.

[29] JASPART, J. P. (1996) – "Modelling of Composite Joints and Assembly of Components", in *Composite Steel Concrete Joints in Braced Frames for Buildings*, ed. by D. Anderson, COST C1, European Commission, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, pp. 3.1-3.23.

[30] JASPART, J. P., RENKIN, S. and GUILLAUMEE, M. L. (2006) – "European Recommendations For The Design of Simple Joints In Steel Structures", second draft, ECCS TC10.

[31] JOÃO LEITÃO, NUNO NEVES, RUI SIMÕES, LUÍS SIMÕES DA SILVA E LUÍS BORGES (2003) – "Modelação De Ligações Metálicas e Mistas pelo Método das Componentes: Um Pré-Processador Para a Geração de Modelos Generalizados Bidimensionais", *IV Congresso de Construção Metálica e Mista*, Vol. II, pp 615-626.

[32] JONES, S. W., KIRBY, P. A. and NETHERCOT, D. A. (1981) – "Modelling of Semirigid Connection Behaviour and its Influence on Steel Column Behaviour", in *Joints in Structural Steelwork*, ed. J. H. Howlett et al., Pentec Press, London, pp. 573-587.

[33] JOSÉ MANUEL MARQUES PIRES, RUI MANUEL MENEZES CARNEIRO DE BARROS (2007) – "Ligações Semi-Rigidas: Proposta de um Modelo Global de Análise", *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*.

[34] KENNEDY, D. J. L. (1969) – "Moment- Rotation Characteristics of Shear Connections", *Engineering Journal*, AISC, October, pp. 105-115.

[35] KISHI, N. (1994) – "Semi-Rigid Connections", in *Advanced Analysis of Steel Frames*, edited by Chen W. F. and Toma S., CRC Press, Boca Raton, FL.

[36] KISHI, N. and CHEN, W.F. (1986) – "Data Base of Steel Beam-to-Column Connections, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26", School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

[37] KISHI, N. and CHEN, W.F. (1987) – "Moment-Rotation Relationships of Semirigid Connections with Angles", *Journal of Structural* Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 7, July, pp. 1813-1834.

[38] KISHI, N. and CHEN, W.F. (1990) – "Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles", *Journal of Structural* Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 7, July, pp. 1813-1834.

[39] KISHI, N., CHEN, W. F., MATSOUKA, K. G., and NOMACHI, S. G. (1987a) – "Moment-Rotation Relantion of Top and Seat-Angle with Double Web-Angle Connections", *Proc. of the State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour , Strength and Design of Steel Structures*, Bjorhovde, R., Brozzetti, J. and Colson, A., Eds., Ecole Normale Superieure de Cachan, France, May 25-27,1987.

[40] KISHI, N., CHEN, W. F., MATSOUKA, K. G., and NOMACHI, S. G. (1987b) – "Moment-Rotation Relantion of Single/Double Web-Angle Connections", *Proc. of the State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour , Strength and Design of Steel Structures*, Bjorhovde, R., Brozzetti, J. and Colson, A., Eds., Ecole Normale Superieure de Cachan, France, May 25-27,1987.

[41] KRISHNAMURTHY, N.(1978a) – "Fresh Look at Bolted End-Plate Behaviour and Design", *Engineering Journal*, AISC, 15(2), pp. 39-49.

[42] KRISHNAMURTHY, N.(1978b) – "Analytical Investigation of Bolted Stiffened Tee-Stubs", Report CE-MBMA-1902, Department of Civil Engineering, Vanderbilt University, Nashville, TN.

[43] KRISHNAMURTHY, N., HUANG, H., JEFREY, P. K. and AVERY, L. K. (1979) – "Analitycal M-Φ Curves for End-Plate Connections", *Journal of the Structural Division*, ASCE, January, Vol. 105, pp. 133-145.

[44] KUKRETI, A. R., MURRAY, J. M. and ABOLMAALI, A. (1987) – "End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8, pp. 137-157.

[45] LEI XU – “Critical Buckling Loads of Semi-Rigid Steel Frames”, http://www.aisc.org/Content/ContentGroups/Documents/Connections_IV_Proceedings/117.pdf

[46] LEIGH MANSON (2006) – "Analysis and Comparison of Connections in Steel Structures". Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre no Instituto de Tecnologia de Massachussetts.

[47] LIPSON, S. L. and HAGUE, M. I. (1978) – "Elasto-Plastic Analysis of Single Angle Bolted-Welded Connections Using the Finite Element Method", *Computers and Structures*, 9(6), pp.533-545.

[48] LUÍS BORGES, LUÍS SIMÕES DA SILVA, LUCIANO LIMA, FERNANDO RAMIRES E PEDRO VELLASCO (2003) – NASCon: "Uma Ferramenta Para Análise Avançada de Ligações Metálicas e Mistas", *IV Congresso de Construção Metálica e Mista*, pp 719-728.

[49] LUÍS SIMÕES DA SILVA – "Ligações Metálicas: Métodos Avançados de Análise e Dimensionamento", http://www.cmm.pt/gcom/publicacoes/art_rev_nac/arn_05.pdf.

[50] LUÍS SIMÕES DA SILVA, ALDINA SANTIAGO, PAULO VILA REAL (2002) – "Post-Limit Stiffness and Ductility of End-Plate Beam-to-Column Steel Joints", *Computers and Structures*, 80, pp 515–531.

[51] LUÍS SIMÕES DA SILVA, LUCIANO R. O. DE LIMA E PEDRO C. G. DA S. VELLASCO, SEBASTIÃO A. L. DE ANDRADE (2004) – "Behaviour of Flush End-Plate Beam-to-Column Joints Under Bending and Axial Force", *Steel and Composite Structures*, Vol. 4, No. 2 pp 77-94.

[52] LUI, E. M. and CHEN, W. F. (1986) – "Analysis and Behaviour of Flexibly Jointed Frames", *Engineering Structures*, Vol. 8, pp. 107-115.

[53] MIKLOS IVANYI, CHARALAMBOS C. BANIOTOPOULOS (2000) – "Semi-rigid Connections in Structural Steelwork", SpringerWienNewYork.

[54] NETHERCOT, D.A. (1985a) – "Steel-to-Column Connections: A Review of Test Data and its Aplicability to the Evaluation of Joint Behaviour in the Performance of Steel Frames", CIRIA Report, RP338.

[55] NETHERCOT, D. A. (1985b) – "Utilization of Experimentaly Obtained Connection Data in Assessing the Performance of Steel Frames", in *Connection Flexibilty and Steel*

Frames, (W.F. Chen, Ed.), Proc. of a Session sponsored by the ASCE Structural Division, Detroit.

[56] NETHERCOT, D. A., and ZANDONINI, R. (1990) – "Methods of Prediction of Joint Behaviour: Beam-to-Column Connections", in *Structural Connections: Stability and Strength* edited by R. Narayanan, Elsevier Applied Science Publishers, London, Chap. 2, pp. 22-62.

[57] PATEL, K. V. and CHEN, W. F. (1984) – "Non Linear Analysis of Steel Moment Connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110(8), pp. 1861-1875.

[58] PILVIN, A. (1983) - "Modelisation du Comportement des Assemblages de Structures a Barres", PhD. Thesis, Université de Paris 6, Decembre.

[59] PRAKIT PREMTHAMKORN, PRAKIT CHOMCHUEN – "Modeling of Semi-Rigid Steel Connections by Multi-Linear Equation", http://www.cv.titech.ac.jp/~jsps/workshopG3/Proceedings/PDF%20papers/19_Premthamkorn.pdf

[60] RADZIMINSKI, J. B. and AZIZINAMINI, A. (1988) – "Prediction of Moment-Rotation Behaviour of Semi-Rigid Beam-to-Column Connections", in *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Applied Science Publishers, London.

[61] RAMBERG, W. and OSGOOD, W.R. (1943) – "Description of Stress-Strain Curves by Three-Parameters", Technical Report 902, National Advisory Committee for Aeronautics.

[62] SEKULOVIĆ, M. and NEFOVSKA-DANILOVIĆ, M. (2004) – "Static Inelastic Analysis of Steel Frames With Flexible Connections", *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, Vol.31, No.2, pp 101-134.

[63] SOARES FILHO, M., GUIMARÃES, M. J. R., SAHLIT, C. L. and BRITO, J. L. V. (2004) – "Wind Pressures in Framed Structures with Semi-rigid Connections", *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences & Engineering*, Vol. XXVI, No. 2.

[64] SOMMER, W. H. (1969) – "Behaviour of Welded Header Plate Connections", Master's Thesis, University of Toronto, Canada.

[65] THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (1995) – "Joints In Steel Construction: Moment Connections", Steel Construction Institute.

[66] THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2002) – "Joints in Steel Construction: Simple Connection ", Steel Construction Institute.

[67] WU, F. S. and CHEN, W. F. (1990) – "A Design Model for Semi-Rigid Connections", *Engineering Structures*, 12(2), pp. 88-97.

[68] XIAO-MO JIANG, HONG CHEN and RICHARD LIEW, J. Y. (2002) – "Spread-of-Plasticity Analysis of Three-Dimensional Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 58, pp 193–212.

[69] YEE, K. L. and MELCHERS, R. E. (1986) – "Moment-Rotation Curves for Bolted Connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, pp. 615-635.

[70] YURI IVAN MAGGI (2004) – "Análise Do Comportamento Estrutural De Ligações Parafusadas Viga-Pilar Com Chapa De Topo Estendida", Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.