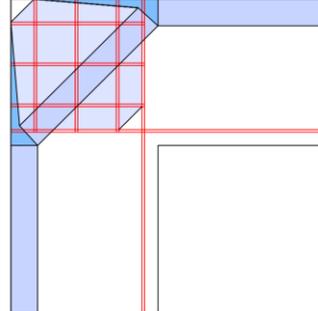
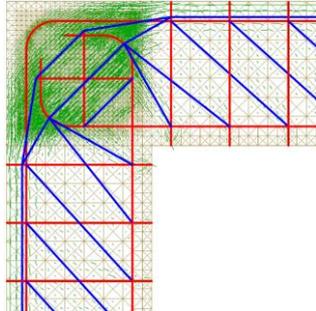




**TÉCNICO**  
LISBOA



## **Modelos de Campos de Tensões para Betão Estrutural**

### **Regiões de Ligação Pilar/Viga Submetidas a Ações Cíclicas**

**Rodrigo Luís Santos Teófilo**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

### **Engenharia Civil**

Orientadores

Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Professor Doutor Miguel Filipe Passos Sérgio Lourenço

### **Júri**

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Miguel Filipe Passos Sérgio Lourenço

Vogal: Professor Doutor António José Da Silva Costa

**Dezembro de 2023**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa

## Agradecimentos

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos ao Professor João Almeida e ao Professor Miguel Lourenço. A disponibilidade, dedicação e vasto conhecimento partilhado, não apenas no âmbito do tema da dissertação, mas em muitos outros aspetos, foram de um valor incalculável. A orientação fornecida foi fundamental para o sucesso deste trabalho. O entusiasmo que ambos partilham pela engenharia tem sido uma fonte constante de motivação e inspiração.

Também gostaria de agradecer ao Engenheiro Miguel Ferreira por disponibilizar o programa "EvalS" e pela disponibilidade em prestar esclarecimentos. A sua colaboração contribuiu significativamente para realização deste trabalho.

Não posso deixar de expressar a minha gratidão à minha família, em especial aos meus pais, que desde cedo me apoiaram, incentivaram e guiaram até a esta fase final de um curso que tanto me realizou a nível pessoal. Sem o seu apoio, a realização deste trabalho não teria sido possível.

Quero também estender os meus agradecimentos à Rita, cujo apoio foi inestimável ao longo desta jornada.

Agradeço ainda aos professores que tive ao longo do mestrado, cujas aulas me cativaram e aprofundaram o meu interesse pelo conteúdo que lecionavam. Por fim, aos meus colegas e amigos que, ao longo do meu percurso académico, ofereceram o seu apoio e amizade.

Sou profundamente grato a todos pelo seu contributo e apoio ao longo deste percurso.

## Resumo

A necessidade de compreender o comportamento de regiões nas estruturas onde ocorrem mudanças abruptas nas trajetórias das tensões, conhecidas como regiões de descontinuidade, levou ao desenvolvimento de métodos alternativos ao tradicional método seccional.

Os modelos de campos de tensões têm sido das principais ferramentas utilizadas nestas situações, proporcionando uma metodologia de cálculo simples das forças envolvidas e evidenciando o seu desenvolvimento no interior da estrutura. No entanto, a liberdade na escolha dos modelos de análise levanta questões sobre a sua adequabilidade ao dimensionamento das regiões em estudo, tornando necessária a análise de casos práticos para adquirir experiência e discernimento na avaliação dos resultados obtidos.

Inicialmente, este método foi desenvolvido para análise de regiões de descontinuidade em estruturas de betão armado submetidas a condições de carregamento monotónico, no entanto, estes modelos têm sido amplamente utilizados em situações de dimensionamento de estruturas sujeitas à ação sísmica e outras ações cíclicas, onde se têm revelado uma ferramenta poderosa e versátil.

Assim, esta dissertação aborda o estudo de regiões de ligação pilar/viga sujeitas a ações cíclicas com alternância de momentos fletores, através de modelos de campos de tensões contínuos. O objetivo é contribuir para uma compreensão mais aprofundada e uma abordagem mais precisa na análise e dimensionamento de ligações pilar/viga, fornecendo alternativas aos modelos convencionais.

## Palavras-chave

Modelos de escoras e tirantes, ligações pilar/viga, modelos de campos de tensões, elementos finitos não lineares, análise cíclica

## **Abstract**

The necessity of understanding the behavior of regions in structures where abrupt changes in stress trajectories occur, commonly referred to as discontinuity regions, has driven the development of alternative methods to the traditional sectional method.

Stress field models have emerged as an important tool in these scenarios, offering a straightforward methodology for computing involved forces and revealing their progression inside the structure. However, the freedom to select multiple analysis models for the same situation, raises questions regarding their suitability for designing those regions, which makes it necessary to analyze practical cases to acquire experience and sound judgement when assessing the obtained results.

Although, originally developed for assessing discontinuity regions in reinforced concrete structures subjected to monotonic loading conditions, these models have been widely used in seismic design and other situations of cyclic loading. In these contexts, these models have proven to be a powerful and flexible tool.

This dissertation studies the beam-column joint region, under reversed cyclic loading conditions, using continuous stress field models. The objective is to contribute to a better understanding and a more precise approach to analyze and design beam/column joints, thereby presenting alternatives to conventional models.

## **Key-words**

Strut-and-tie models, beam-column joints, tension field models, non-linear finite element models, cyclic analysis

# Índice

<b>Resumo</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>iv</b>
<b>Índice de Tabelas</b> .....	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>viii</b>
<b>Lista de Abreviaturas</b> .....	<b>xii</b>
<b>Lista de Símbolos</b> .....	<b>xiii</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	2
1.2 Objetivos .....	3
1.3 Organização do documento .....	3
<b>2 Estado de Arte</b> .....	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	6
2.2 Definição de Zonas de Descontinuidade .....	7
2.3 Modelos de Escoras e Tirantes .....	8
2.3.1 Método do caminho de carga.....	10
2.4 Modelos de Campos de Tensões.....	11
2.4.1 Dimensionamento de Escoras .....	11
2.4.2 Dimensionamento de Tirantes .....	13
2.4.3 Dimensionamento de Nós.....	14
2.5 Regiões de Ligação Pilar/Viga .....	16
2.5.1 Estudos experimentais.....	19
2.5.2 MET e MCT para ligações pilar/viga .....	34
<b>3 Estudo do Comportamento de Ligações Pilar/Viga através de Modelos de Campos de Tensões Contínuos</b> .....	<b>41</b>
3.1 Considerações Iniciais.....	42
3.2 Caso de Estudo .....	42
3.3 Modelação do Comportamento dos Materiais .....	44
3.4 Análise de Ligações Pilar/Viga .....	50
3.4.1 Estudo 1 - Modelo simples.....	51
3.4.2 Estudo 2 - Betão de recobrimento .....	53
3.4.3 Estudo 3 e 4 - Degradação da resistência do betão .....	56
3.4.4 Estudo 5 e 6 - Aderência aço/betão.....	59
3.5 Comparação com resultados experimentais .....	63
3.6 Caso de estudo (resposta cíclica) .....	68
<b>4 Conclusões</b> .....	<b>75</b>

4.1	Principais conclusões .....	76
4.2	Desenvolvimentos futuros .....	78
	<b>Bibliografia.....</b>	<b>81</b>

## Índice de Tabelas

Tabela 1 – Variáveis em estudo.....	51
Tabela 2 – Armadura utilizada do provete KJ-N1 .....	64
Tabela 3 – Geometria do provete KJ-N1.....	64

# Índice de Figuras

Figura 1.1 – Rotura de ligações pilar/viga observadas no sismo de Izmit, Turquia em 1999[2] .....	2
Figura 2.1 - Diagramas tensão-extensão idealizados para o aço (adaptado de [4]) .....	6
Figura 2.2 – Regiões D (a cheio), adaptado de [6] .....	8
Figura 2.3 - Modelo de campos de tensões (à esquerda) e modelo de escoras e tirantes (à direita)....	9
Figura 2.4 - método do caminho de carga .....	10
Figura 2.5 - Modelo de campos de tensões para uma ligação pilar/viga.....	11
Figura 2.6 - Escora prismática (a) e escora em leque (b) (adaptado de [8]) .....	12
Figura 2.7 - Estados de tensão para as escoras: (a) compressão uniaxial; (b) trações perpendiculares à direção das compressões; (c) trações oblíquas à direção das compressões [10].....	12
Figura 2.8 - Nó CCC à esquerda e nó CTT à direita (adaptado de [8]) .....	14
Figura 2.9 - Nó comprimido sem tirantes [11] .....	15
Figura 2.10 - Nó sujeito a compressão e a tração com armaduras numa direção [11].....	16
Figura 2.11 - Nó sujeito a compressão e a tração com armaduras em duas direções [11] .....	16
Figura 2.12 - Classificação das ligações pilar/viga de acordo com o número e disposição dos elementos adjacentes (adaptado de [13]) .....	17
Figura 2.13 - Viaduto sobre a autoestrada A1 no Carregado [14] (à esquerda) e viaduto sobre o rio Grande da Pipa [15] (à direita) .....	17
Figura 2.14 -Modelo de escoras e tirantes para momento de abertura (à esquerda) e momento de fecho (à direita).....	18
Figura 2.15 – Ensaio de Nilsson e Losberg [17] .....	20
Figura 2.16 – Pormenorização mais adequada segundo Nilsson e Losberg [17] .....	20
Figura 2.17 – Ensaio de Mayfield et al. [16] .....	20
Figura 2.18 – Pormenorizações testadas por Mayfield et al. [16] .....	21
Figura 2.19 – Pormenorização mais adequada segundo Mayfield et al. [19] .....	21
Figura 2.20 – Pormenorizações testadas por [20] .....	22
Figura 2.21 – Ensaio de Skettrup [20] .....	22
Figura 2.22 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de abertura (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita) aplicável a nós moderadamente solicitados segundo o EC2 [11].....	23
Figura 2.23 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de abertura (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita) aplicável a nós fortemente solicitados segundo o EC2 [11].....	23
Figura 2.24 – Pormenorizações testadas na fase 1 do ensaio de Luo et al. [21] .....	24
Figura 2.25 – Pormenorizações testadas na fase 2 do ensaio de Luo et al. [21] .....	24
Figura 2.26 – Resultados do ensaio de Luo et al. [21].....	25
Figura 2.27 – Ensaio de Luo et al. [21] .....	25
Figura 2.28 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de fecho (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita), segundo o EC2 [11].....	26

Figura 2.29 – Ensaio de Megget e Ingham, e pormenorização/geometria utilizada nos provetes 1 e 2 [22].....	27
Figura 2.30 - Gráficos força deslocamento (provete 1 à esquerda e provete 2 à direita) [22] .....	27
Figura 2.31 - Modo de rotura e padrão de fendilhação dos provetes 1 e 2 (à esquerda e direita respectivamente) [22].....	28
Figura 2.32 – Pormenorizações testadas por Megget [25] .....	28
Figura 2.33 – Comportamento hysterético do provete 6 (à esquerda) e padrão de fendilhação (à direita) [25].....	29
Figura 2.34 – Pormenorizações adotadas (à esquerda) e classificação dos provetes (à direita) [26] .	30
Figura 2.35 - Modelos de escoras e tirantes e pormenorizações correspondentes para ligações de canto em pórticos sujeitas a momento de abertura (adaptado de [6]).....	34
Figura 2.36 – Modelo com desvio simples à esquerda e Modelo com escora diagonal à direita (adaptado de [4]) .....	35
Figura 2.37 – Modelo com desvio gradual das compressões (adaptado de [4]) .....	35
Figura 2.38 – Modelo de treliça (adaptado de [4]) .....	36
Figura 2.39 – Combinação do modelo de treliça com o modelo da escora diagonal (adaptado de [4]) .....	36
Figura 2.40 – Modelos estudados por Hwang e Lee, adaptado de [28] .....	36
Figura 2.41 - Modelos estudados por Vulliamis e Newman (adaptado de [31]).....	37
Figura 2.42 - Modelos de escoras e tirantes para: (a) ligações sem armadura ou esforço axial no pilar; (b) ligações com apenas armadura horizontal e sem esforço axial no pilar; (c) ligação com apenas armadura vertical e/ou esforço axial no pilar; e (d) ligação com armadura horizontal e vertical ou esforço axial no pilar [32].....	38
Figura 2.43 – Modelo LoA-2 proposto por Fardis [32] .....	39
Figura 3.1 - Caso de estudo .....	42
Figura 3.2 - Pormenorização de armaduras adotada na viga .....	43
Figura 3.3 - Pormenorização de armaduras nos elementos adjacentes à ligação .....	44
Figura 3.4 - Diagrama tensão-extensão do betão sob carregamento monotónico (adaptado de [35])	45
Figura 3.5 - Modelo de Kent e Park modificado para o diagrama de tensão-extensão de betão confinado e betão de recobrimento .....	47
Figura 3.6 - Diagrama tensões-extensões do betão sob cargas cíclicas (adaptado de [37]).....	47
Figura 3.7 - Lei de comportamento cíclico de um material definida pela associação de três elementos (mola+plástico) em paralelo [34] .....	47
Figura 3.8 - Características principais do comportamento hysterético do aço [35] .....	48
Figura 3.9 - Comparação entre modelo e ensaio cíclico.....	49
Figura 3.10 – Esquema da aplicação do elemento finito 0D para simulação da aderência. a) Apenas aço “s”; b) aço e aderência “b”; e c) aço + aderência + betão “c” (adaptado de [34]) .....	50
Figura 3.11 – Pormenorizações estudadas.....	50
Figura 3.12 - Pormenorização (à esquerda) e modelo (à direita) utilizados .....	51
Figura 3.13 – Comparação entre modelos idealizados e resultados obtidos .....	52

Figura 3.14 - Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho (estudo 1) .....	52
Figura 3.15 - Gráfico Momento-Rotação para momento de abertura (estudo 1).....	53
Figura 3.16 - Desvio do campo de compressões devido à dobra da armadura de flexão da viga .....	53
Figura 3.17 - Modelos de campos de tensões (à esquerda) e modelo de escoras e tirantes (à direita) para o estudo 2 – momento de fecho.....	54
Figura 3.18 – Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho (estudo 2) .....	54
Figura 3.19 – Gráfico Momento-Rotação para momento de abertura (estudo 2).....	55
Figura 3.20 – Modelos de campos de tensões contínuos (em cima) e modelo de escoras e tirantes (em baixo) para estudo 2 – momento de abertura.....	55
Figura 3.21 - Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho à esquerda e momento de abertura à direita (estudo 3).....	56
Figura 3.22 – Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho à esquerda e momento de abertura à direita (estudo 4).....	57
Figura 3.23 – Comparação do estudo 4 – momento de fecho, com resultados experimentais (Compression softening – padrão de fendilhação[39]) .....	58
Figura 3.24 - Comparação do estudo 4 – momento de abertura, com resultados experimentais (Compression softening – padrão de fendilhação[17]) .....	58
Figura 3.25 – Pormenorização de armaduras utilizada no estudo 5 .....	60
Figura 3.26 - Gráfico Momento-Rotação (estudo 5) .....	60
Figura 3.27 – Modelo de campos de tensões contínuo à esquerda e centro, e força nas armaduras à direita (estudo 5).....	61
Figura 3.28 – Modelo de campos de tensões discreto proposto .....	61
Figura 3.29 – Pormenorização de armaduras utilizada no estudo 6 .....	62
Figura 3.30 - Gráfico Momento-Rotação (estudo 6) .....	62
Figura 3.31 – Modelos de campos de tensões contínuos (estudo 6) .....	63
Figura 3.32 – Configuração do ensaio de Mogili (à esquerda) e história de carga (à direita) [26] .....	64
Figura 3.33 – Pormenorização de armaduras para o provete KJ-N1 (adaptado de [26]).....	65
Figura 3.34 – Modelos de escoras e tirantes (momento de fecho).....	65
Figura 3.35 - Modelos de escoras e tirantes (momento de abertura).....	66
Figura 3.36 – Gráfico Momento fletor – drift resultante do ensaio experimental (provete KJ-N1) [40].	66
Figura 3.37 – Padrão de fissuração experimental [26] (à esquerda) e armaduras [40] (à direita) .....	67
Figura 3.38 - Gráfico Momento fletor – drift resultante do ensaio numérico (provete KJ-N1) .....	68
Figura 3.39 – Pormenorização adotada (à esquerda) e modelo de elementos finitos correspondente (à direita).....	69
Figura 3.40 – Gráfico Momento fletor - Rotação correspondente à envolvente monotónica da ligação pilar/viga em estudo .....	69
Figura 3.41 – Resultados de ligação submetida a momento de fecho - (a) Distribuição de tensões no interior da ligação; (b) Força nas armaduras; (c) Efeito do compression softening.....	70
Figura 3.42 Resultados de ligação submetida a momento de abertura - (a) Distribuição de tensões no interior da ligação; (b) Força nas armaduras; (c) Efeito do compression softening.....	70

Figura 3.43 - Gráfico Momento fletor - Rotação correspondente ao ensaio ciclico da ligação pilar/viga em estudo .....	71
Figura 3.44 – Influência da histerese dos materiais na resposta da estrutura .....	72
Figura 3.45 - Gráfico Momento fletor – Rotação – Comparação entre envolvente ciclica e monotónica da ligação pilar/viga em estudo .....	72
Figura 4.1 – Modelo de campos de tensões discreto proposto para ligações pilar/viga de cobertura de extremidade sujeitas a momento de abertura .....	77

# Lista de Abreviaturas

As abreviaturas usadas com maior frequência nesta dissertação são enunciadas e definidas na lista seguinte.

<b>0D</b>	Adimensional
<b>1D</b>	Unidimensional
<b>CST</b>	Constant strain triangle
<b>DCH</b>	Classe de ductilidade alta
<b>DCM</b>	Classe de ductilidade média
<b>EC2</b>	Eurocódigo 2
<b>EC8</b>	Eurocódigo 8
<b>LoA-1</b>	Nível de aproximação 1
<b>LoA-2</b>	Nível de aproximação 2
<b>MCT</b>	Modelo(s) de campos de tensões
<b>MC2010</b>	fib Model Code 2010
<b>MET</b>	Modelo(s) de escoras e tirantes
<b>Nós CCC</b>	Nó onde existe interseção de três escoras
<b>Nós CCT</b>	Nó onde existe interseção de duas escoras e um tirante
<b>Nós CTT</b>	Nó onde existe interseção de uma escora e dois tirantes
<b>Regiões B</b>	Regiões de Bernoulli
<b>Regiões D</b>	Regiões de descontinuidade
<b>SSTM</b>	Softened strut and tie models

# Lista de Símbolos

Os símbolos usados com maior frequência nesta dissertação são enunciados e definidos nas listas seguintes, separados por letras latinas, letras gregas, subscritos, sobrescritos.

## Letras latinas

a	parâmetro da lei que define o efeito de <i>compression softening</i>
A	área
b	largura da secção transversal
b	parâmetro da lei que define o efeito de <i>compression softening</i>
C	compressão
d	altura útil da secção
E	módulo de elasticidade
<i>f</i>	tensão resistente
G	energia
h	altura
k	coeficiente
L	comprimento
M	momento fletor
s	espaçamento
T	tração
V	esforço transversal ou força de corte
<i>X</i>	comprimento
Z	braço interno

## Letras gregas

$\alpha$	parâmetro
$\beta$	rácio entre armadura de tração e armadura de compressão
$\Delta$	variação
$\eta$	fator de redução da resistência
$\epsilon$	extensão

$\delta$	deslocamento
$\mu$	momento reduzido
$\phi$	diâmetro de varão
$\rho$	rácio de armadura de tração
$\rho'$	rácio de armadura de compressão
$\sigma$	tensão
$\theta$	rotação

### **Subscritos**

b	bond – aderência
c	concrete - betão
c	compressão
cy	cyclic - cíclico
d	design value – valor de projeto
e	efetivo
k	valor característico
LN	linha neutra
m	valor médio
max	valor máximo
min	valor mínimo
mono	monotónico
p	pré-esforço
r	resistência
s	steel – aço
t	tração
y	yielding – cedência

### **Sobrescritos**

h	horizontal
v	vertical

# 1

## Introdução

### Conteúdo:

---

1.1	Enquadramento .....	2
1.2	Objetivos .....	2
1.3	Organização do documento .....	3

---

## 1.1 Enquadramento

A engenharia de estruturas desempenha um papel crucial no desenvolvimento e manutenção de infraestruturas seguras e eficientes. A capacidade de projetar estruturas que resistam a fenómenos extremos, como os sismos, representa uma necessidade fundamental para a proteção da vida humana e para a garantia da continuidade das atividades de socorro, mesmo perante condições adversas.

Ao longo das últimas décadas, as estruturas reticuladas representaram uma parte significativa das estruturas projetadas em zonas sísmicas. A evolução do conhecimento, da compreensão deste tipo de fenómenos e do comportamento destas estruturas levou à alteração e melhoramento dos regulamentos. Atualmente, é necessário analisar e reforçar as estruturas que foram construídas de acordo com práticas que agora se sabem ineficazes, bem como continuar a contribuir para a evolução do conhecimento nesta área, para que as novas estruturas cumpram os padrões de segurança.

A recente generalização da utilização de análises não lineares, como as análises “push-over”, para avaliar o comportamento sísmico de estruturas, não apenas novas, mas sobretudo existentes, traz à comunidade de projetistas um nível de confiança superior aquando da utilização das mesmas. No entanto, estes procedimentos, apenas consideram o comportamento das ligações entre elementos lineares através da calibração experimental de rótulas plásticas nas extremidades das vigas e pilares, que simulam a não linearidade dos elementos 1D.

Embora esta abordagem possa ser computacionalmente eficiente, não fornece informações sobre o comportamento das ligações pilar/viga. Este aspeto é particularmente relevante na avaliação de estruturas existentes que não foram dimensionadas de acordo com as diretrizes atuais para o projeto de estruturas em zonas sísmicas, onde a ligação pilar/viga se tem verificado por vezes ser o elemento que condiciona o comportamento global da estrutura. Exemplos de colapsos provocados pela rotura de ligações pilar/viga foram relatados após a ocorrência dos sismos de 1985 no México, 1986 em San Salvador, 1989 em Loma Prieta e 1999 na Turquia (Figura 1.1) [1].



*Figura 1.1 – Rotura de ligações pilar/viga observadas no sismo de Izmit, Turquia em 1999[2]*

As ligações pilar/viga representam pontos cruciais na distribuição e transmissão de forças dentro de uma estrutura. A compreensão aprofundada do seu comportamento é essencial para otimizar o desempenho global das estruturas e garantir a segurança das edificações e restantes

infraestruturas. Neste sentido, uma vez que se tratam de regiões em que a hipótese de Bernoulli não se aplica, a utilização de modelos de campos de tensões oferece uma vantagem significativa para a compreensão do comportamento e a avaliação da resistência destas regiões.

O estudo apresentado neste trabalho centra-se principalmente na análise do comportamento das ligações pilar/viga exteriores em coberturas uma vez que se tem observado que estas ligações apresentam um desempenho particularmente desadequado em comparação com outros tipos de ligações. Atualmente, embora o assunto continue a merecer uma atenção importante por parte de investigadores e projetistas envolvidos na preparação de normas e documentos técnicos, existem ainda questões relevantes no que diz respeito aos modelos de dimensionamento a adotar nestas regiões.

## **1.2 Objetivos**

Esta dissertação tem como objetivo principal analisar e compreender o comportamento de ligações pilar/viga em estruturas de betão armado, quando submetidas a ações cíclicas, considerando os aspetos mais relevantes que condicionam o seu comportamento, como os modelos de transferência no interior da ligação, das forças/tensões que lhe são transmitidas pelos elementos que nelas concorrem, assim como a avaliação dos mecanismos resistentes disponíveis para a ação de natureza cíclica, estes últimos estritamente relacionados com a pormenorização de armaduras adotada.

Para esta análise recorre-se a um programa de elementos finitos fisicamente não lineares (EVALS - modelos de campos de tensões contínuos [3]), com elementos de placa triangulares sem resistência à tração, que simulam o betão, em conjunto com elementos de barra, que simulam as armaduras. A simulação numérica inclui a modelação dos aspetos físicos mais relevantes para ações cíclicas, nomeadamente a degradação da aderência entre as armaduras e o betão, a dependência da resistência à compressão do betão dos estados de tensão que se verificam em direções perpendiculares, bem como eventuais alterações da “secção” associadas ao destaque do betão de recobrimento.

Com base nas análises efetuadas, este estudo pretende propor modelos simples de campos de tensões discretos, dirigidos à aplicação prática e verificação explícita das regiões de ligação pilar/viga, aferindo e complementando os modelos de dimensionamento mais recentemente publicados.

## **1.3 Organização do documento**

Além deste capítulo introdutório, a presente dissertação encontra-se dividida em três secções principais. Inicialmente, são abordados os conceitos fundamentais relacionados com os modelos de escoras e tirantes, bem como os modelos de campos de tensões, e explora-se a sua aplicação na análise das ligações pilar/viga. É realizada uma revisão histórica do conhecimento obtido através de ensaios experimentais destas ligações, analisando-se o impacto destes estudos na formulação de

modelos teóricos explícitos para análise e dimensionamento destas regiões, bem como nas normas atualmente em vigor.

No terceiro capítulo, é definido um caso de estudo específico, apresentando-se o modelo explícito de dimensionamento das ligações pilar/viga proposto neste trabalho, e descreve-se a metodologia de modelação utilizada para conduzir o referido estudo. Seguidamente, são analisados separadamente os efeitos dos vários parâmetros físicos modelados, através de simulações numéricas de ensaios monotónicos na ligação em análise.

Posteriormente, comparam-se os resultados obtidos em campanhas experimentais que investigaram o comportamento das ligações pilar/viga sujeitas a ações cíclicas com os resultados provenientes de análises numéricas realizadas, utilizando a metodologia de modelação definida anteriormente. Analisa-se também de que forma os modelos refletem o comportamento real da estrutura, com o intuito de validar a metodologia adotada.

Por fim, investiga-se o comportamento da ligação em estudo dimensionada de acordo com o modelo proposto, quando sujeita a ações cíclicas.

O Capítulo 4 apresenta um resumo do trabalho desenvolvido, destacando as principais conclusões e oferecendo sugestões para investigações futuras.

# 2

## Estado de Arte

### Conteúdo:

---

2.1	Introdução .....	6
2.2	Definição de Zonas de Descontinuidade .....	7
2.3	Modelos de Escoras e Tirantes .....	8
2.4	Modelos de Campos de Tensões .....	11
2.5	Regiões de Ligação Pilar/Viga .....	16

---

## 2.1 Introdução

A teoria da plasticidade fornece a base para a aplicação dos modelos de campos de tensões. Nesta teoria, analisa-se o comportamento mecânico de um material em relação às grandezas que são essenciais para determinar a resistência de uma estrutura. Essa análise é feita com base em hipóteses e modelos teóricos específicos.

De acordo com a teoria da plasticidade, se as deformações plásticas de um determinado material forem significativamente maiores do que as deformações elásticas, então as deformações elásticas podem ser desprezadas no cálculo da resistência da estrutura [4].

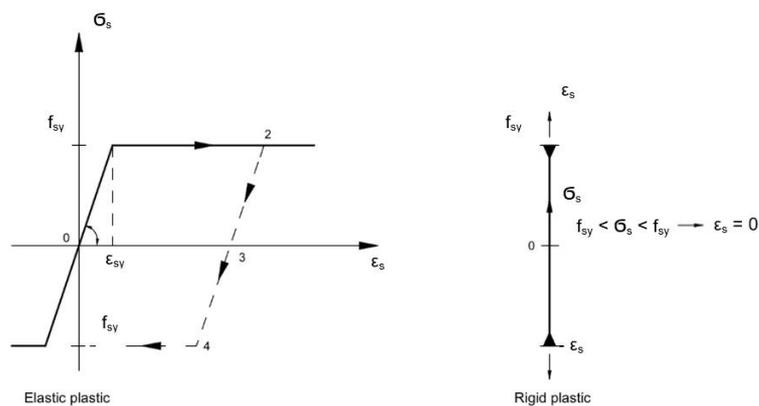


Figura 2.1 - Diagramas tensão-extensão idealizados para o aço (adaptado de [4])

O diagrama de tensão-deformação uniaxial correspondente ao aço estrutural está representado na Figura 2.1. É importante destacar que, neste caso, assumir um comportamento rígido-plástico é uma simplificação excessiva da realidade e só pode ser justificada se as deformações totais forem consideravelmente superiores à deformação elástica limite [4].

Os teoremas da análise limite são fundamentais na teoria da plasticidade e são amplamente utilizados na análise e projeto de estruturas. Estes teoremas estabelecem critérios para determinar a carga máxima que uma estrutura pode suportar sem colapsar, com base na resistência e nas propriedades dos materiais que a constituem.

A análise limite, pelo teorema do limite superior, pressupõe que, se encontrado um mecanismo de colapso cinematicamente admissível, e imposta a igualdade entre o trabalho das forças internas e o trabalho das forças externas aplicadas, o valor exato da força externa de colapso não será superior à força assim calculada. Este teorema permite obter limites superiores da carga de colapso o que faz com que a sua utilização, no dimensionamento de elementos estruturais, mesmo que simplificada, não seja comum. No entanto, pode-se revelar útil na análise e verificação de segurança.

O teorema do limite inferior da teoria da plasticidade enuncia que se para um determinado carregamento for possível obter pelo menos uma distribuição de tensões que seja admissível, i.e,

onde as condições de cedência e de equilíbrio se verifiquem localmente em todo o domínio e satisfaça igualmente a condição equilíbrio na fronteira estática, então esse carregamento é um valor minorante da carga última.

Os modelos de campos de tensões são baseados no teorema estático da teoria da plasticidade. Assim, desde que as condições de equilíbrio sejam satisfeitas, a carga última obtida será sempre um minorante do valor real da resistência do elemento.

É importante destacar que a capacidade de deformação do betão e das armaduras é limitada, com este efeito a ter maior relevância no caso do betão. Com base em pesquisas realizadas por vários autores, foram estabelecidas regras, que garantem a aplicabilidade dos modelos de campos de tensões no dimensionamento de estruturas de betão sem restrições significativas [5]:

- A maior fragilidade de betões de alta resistência sujeitos à compressão é considerada pela redução da resistência plástica equivalente, aplicando um fator de redução (*brittleness factor*);
- A redução da capacidade de transferência das forças de compressão devido à fendilhação do betão é considerada por meio de um fator de redução de resistência que tenha em conta o estado de deformação transversal;
- A resistência à tração do betão é desprezada para o equilíbrio interno dos elementos estruturais;
- Os elementos estruturais devem ser dotados de uma armadura mínima para evitar roturas frágeis e garantir a capacidade de deformação necessária;
- As soluções obtidas não devem diferir excessivamente da solução em estado não fendilhado (solução elástica) de modo a garantirem um adequado comportamento em serviço;
- Como as condições de compatibilidade não são explicitamente consideradas, deve-se respeitar limites de inclinação dos campos de compressão em relação a tirantes;
- A pormenorização das armaduras deve estar de acordo com as regras apresentadas em regulamento (localização de regiões de amarração e empalme de armaduras, espaçamento máximo e mínimo entre varões, cintas e estribos).

Estes princípios estabelecem os fundamentos necessários para a aplicação e compreensão dos conceitos apresentados nos capítulos seguintes.

## **2.2 Definição de Zonas de Descontinuidade**

As regiões de uma estrutura onde se presume que a hipótese de Bernoulli, que pressupõe uma distribuição plana de tensões seja válida, são geralmente dimensionadas com grande precisão, com base nas tensões instaladas em cada secção transversal (momento fletor, momento torsor,

esforço transverso e esforço axial). Estas regiões são denominadas de “regiões B” (ou regiões de Bernoulli) [6].

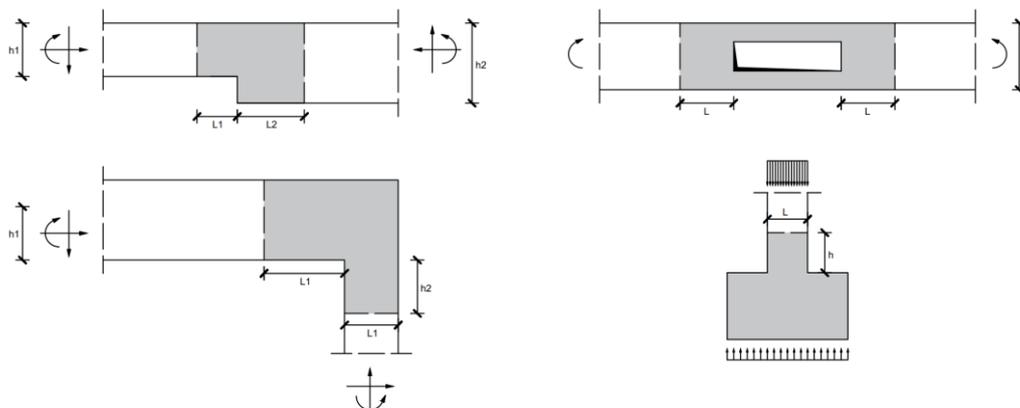


Figura 2.2 – Regiões D (a cheio), adaptado de [6]

No entanto, a hipótese de Bernoulli, por ser uma simplificação do comportamento real dos materiais, torna-se desadequada para o dimensionamento de regiões onde a distribuição de tensões é significativamente não linear. Estas regiões são conhecidas como “regiões D” (ou regiões de descontinuidade) e estão localizadas em zonas como pontos de aplicação de cargas concentradas elevadas, zonas de descontinuidade geométrica, entre outras situações, conforme ilustrado na Figura 2.2. Para dimensionar estas regiões é necessário recorrer a métodos alternativos, como os modelos de campos de tensões.

Para determinar a fronteira entre as regiões de descontinuidade e as regiões de Bernoulli, é comum utilizar o princípio de Saint-Venant onde se admite que o comprimento região onde ocorre a uniformização das tensões é semelhante à maior dimensão da secção transversal do elemento. É importante salientar que este método não é exato, no entanto, permite determinar a localização das regiões de descontinuidade com um grau de precisão aceitável para a generalidade das situações de projeto.

## 2.3 Modelos de Escoras e Tirantes

Os modelos de escoras e tirantes correspondem a uma representação discreta dos campos de tensões em elementos estruturais (ver Figura 2.3). Estes modelos são frequentemente utilizados para representar o dimensionamento de regiões de descontinuidade, embora o mesmo princípio também se aplique às regiões de Bernoulli.

As escoras representam a resultante dos campos de tensão de compressão e os tirantes a resultante dos campos de tensão de tração, que são geralmente materializados por armaduras ordinárias ou armaduras de pré-esforço.

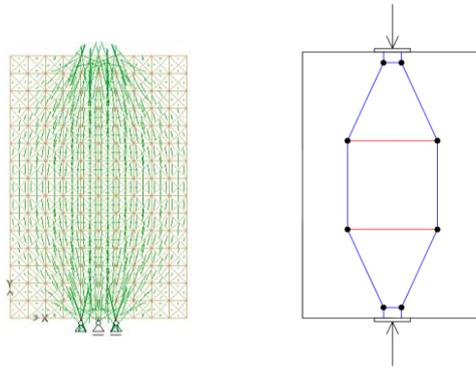


Figura 2.3 - Modelo de campos de tensões (à esquerda) e modelo de escoras e tirantes (à direita)

Na análise de elementos estruturais por meio de modelos de escoras e tirantes, podem ser utilizados três tipos de modelos[7] :

- Modelos hipostáticos, nos quais o equilíbrio é garantido apenas para uma configuração geométrica específica do modelo;
- Modelos isostáticos, tipicamente usados em regiões B, mas também correntemente utilizados em regiões D. São os mais simples de calcular, mas a sua utilização, com o intuito de evitar modelos hipostáticos, pode resultar em situações que se afastam localmente das condições de compatibilidade;
- Modelos hiperstáticos, que geralmente resultam da sobreposição de dois modelos possíveis com o objetivo de aproximar o modelo à solução obtida pela teoria da elasticidade ou por resultados experimentais.

A verificação de segurança de elementos estruturais dimensionados com recurso a modelos de escoras e tirantes resume-se à verificação dos nós (zonas de interseção de escoras e/ou tirantes) e à disposição adequada de armaduras para os esforços obtidos pelos modelos [7]. Esses modelos podem ser obtidos das seguintes formas:

1. Utilização de modelos de escoras e tirantes padronizados;
2. Aplicação do método do caminho de carga;
3. Realização de uma análise não linear do elemento estrutural.

Existe ainda a possibilidade de orientar os modelos de escoras e tirantes de acordo com as direções principais de tração e compressão obtidas por uma análise elástica linear do elemento estrutural em estudo, utilizando um programa de cálculo automático, de modo a garantir um adequado comportamento em serviço.

### 2.3.1 Método do caminho de carga

O método do caminho de carga consiste num método válido e de fácil aplicação para obtenção de modelos de escoras e tirantes. Para aplicar este método, é necessário garantir o equilíbrio externo da região D, o que requer a determinação de todas as forças e reações atuantes no elemento estrutural em análise. Os esforços que atuam na região D resultam, por isso, do dimensionamento das regiões B.

Os caminhos de carga são traçados a partir do centro de gravidade dos diagramas de tensão correspondentes e procuram seguir o percurso mais curto possível. Após determinar o percurso dos caminhos de carga, as linhas suaves devem ser substituídas por segmentos de reta.

Os desvios de tensão geram trações ou compressões consoante o seu trajeto, o que exige o equilíbrio dos nós onde ocorrem os desvios, com a introdução de escoras e tirantes adicionais. Os tirantes devem ser posicionados tendo em consideração pormenorizações de armaduras correntes e exequíveis. Um exemplo da aplicação deste método para a obtenção do modelo de escoras e tirantes para uma região de ligação pilar/viga submetida a momento fletor negativo pode ser visualizado na Figura 2.4 (neste exemplo, simplificadamente, não foi considerado o efeito do esforço transversal).

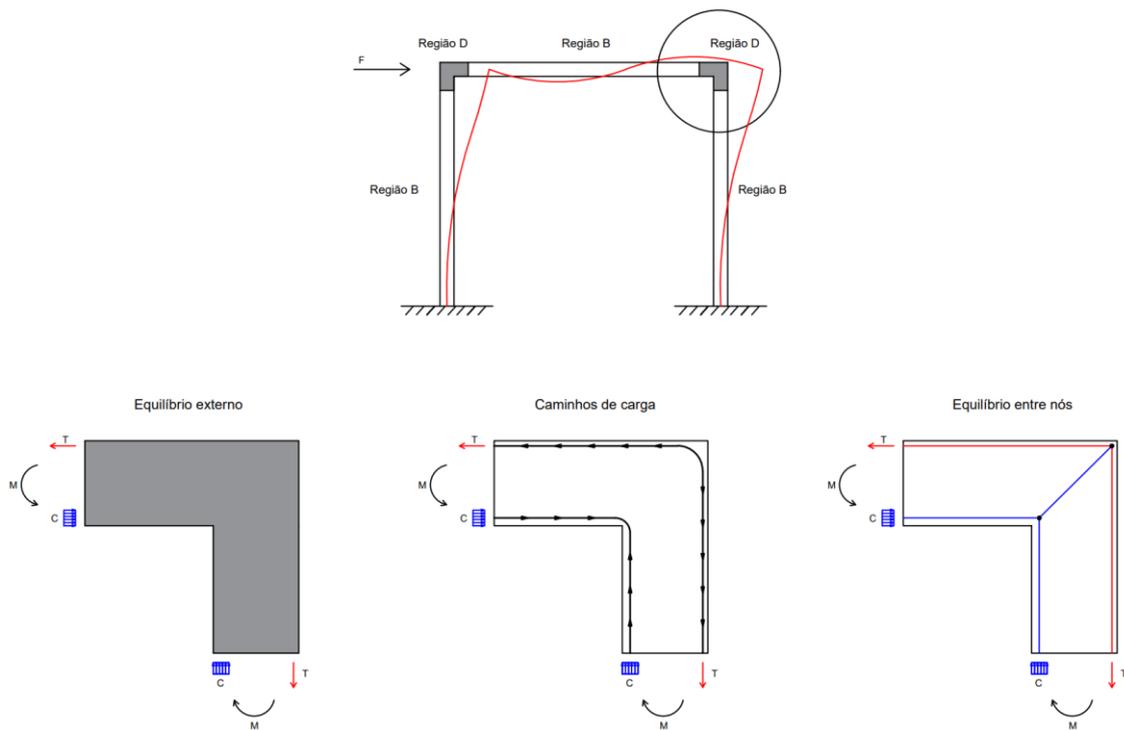


Figura 2.4 - método do caminho de carga



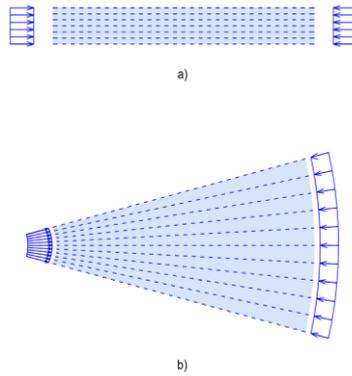


Figura 2.6 - Escora prismática (a) e escora em leque (b) (adaptado de [8])

A verificação de segurança destes elementos consiste em garantir que a tensão atuante não excede a capacidade resistente das escoras. A determinação da capacidade resistente das escoras é abordada por vários autores e regulamentos que adotam níveis diferentes de simplificação.

A resistência das escoras depende da capacidade resistente do betão, que é condicionada por vários fatores, como fendilhação, extensões transversais de tração e grau de confinamento.

O efeito de redução da resistência do betão devido à presença de extensões transversais de tração foi amplamente estudado pelos autores Vecchio e Collins [9]. Esses estudos levaram à sugestão de um coeficiente de redução da resistência do betão definido pela Inequação (1), em que  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_c$  representam a extensão transversal de tração e a extensão de compressão do betão de pico, respetivamente.

$$\eta_\varepsilon = \frac{1}{0.8 + 0.34 \times \frac{\varepsilon_1}{-\varepsilon_c}} \geq 1 \quad (1)$$

Dado que este efeito está relacionado com o estado de deformação da própria estrutura e os modelos de campos de tensões discretos calculam campos de tensões e não deformações, houve a necessidade de desenvolver regras indiretas para quantificar este efeito.

O fib Model Code 2010 (MC2010) [10] apresenta três casos para ter em conta este efeito. Os três casos tratam de três estados de tensão típicos nas escoras e estão ilustrados na Figura 2.7.

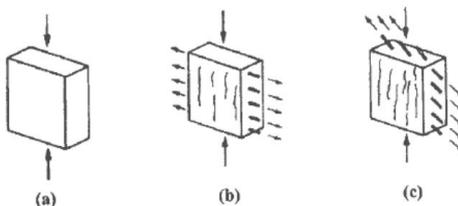


Figura 2.7 - Estados de tensão para as escoras: (a) compressão uniaxial; (b) trações perpendiculares à direção das compressões; (c) trações oblíquas à direção das compressões [10]

A metodologia de dimensionamento de escoras do MC2010 propõe que a resistência à compressão seja determinada de acordo com a equação (2), em que  $k_c$ ,  $f_{ck}$  e  $\gamma_c$  representam o fator de redução devido a extensões de tração transversais, o valor característico da resistência à compressão uniaxial do betão e o coeficiente parcial de segurança para o betão, respetivamente.

$$\sigma_{rd,max} = \frac{k_c \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

O fator de redução  $k_c$  é estimado de acordo com o estado de tensão em que a escora se encontra. Para escoras sujeitas a um estado de tensão uniaxial (ver Figura 2.7 (a)) e em regiões onde existe um estado de compressão transversal (o valor da resistência aumenta quando existe um estado de compressão multi-axial), o fator  $k_c$  deve ser calculado através da equação (3).

$$k_c = 1.0 \times \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1.0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (3)$$

Nas escoras que apresentem fendilhação paralela à direção das compressões e armadura perpendicular ao plano de carga (ver Figura 2.7 (b)) o valor do fator  $k_c$  deve ser estimado a partir da equação (4).

$$k_c = 0.75 \times \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0.8 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (4)$$

Para escoras em que apresentem igualmente fendilhação na direção paralela às compressões, mas a armadura esteja disposta em posição oblíqua ao campo de compressões (ver Figura 2.7 (c)), o fator  $k_c$  deve ser determinado de acordo com a equação (5).

$$k_c = 0.55 \times \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 0.55 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (5)$$

Por outro lado, o Eurocódigo 2 (EC2) [11], adota uma abordagem mais simplificada para estimar a resistência à compressão do betão. Este regulamento propõe a utilização das expressões (6) e (7) para determinar o valor da tensão máxima resistente, onde  $f_{cd}$  representa o valor de cálculo da resistência à compressão do betão.

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6 \times v' \times f_{cd} \quad (6)$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (7)$$

## 2.4.2 Dimensionamento de Tirantes

Nos modelos de campos de tensões, os tirantes representam as resultantes de campos de tensão de tração no elemento estrutural em estudo e são geralmente materializados por varões de

aço ou cordões de aço de alta resistência. Assim, ao dimensionar os tirantes, é necessário garantir que a força atuante no tirante não excede a sua capacidade resistente (equação (8)).

$$T_s \leq A_s f_{sy} + A_p \Delta f_{py} \quad (8)$$

Na formulação destes modelos, geralmente não se considera a resistência à tração do betão devido à complexidade envolvida. No entanto, para a avaliação do comportamento em serviço, a consideração do efeito de retenção de tensões do betão (*tension stiffening*) é importante. Este efeito pode ser considerado, por exemplo, através do *tension chord model* proposto por Marti et al. [12].

### 2.4.3 Dimensionamento de Nós

Os nós resultam da interseção de três ou mais escoras e/ou tirantes e representam uma mudança brusca na direção das forças internas que ocorre num determinado comprimento ou largura.

Para nós contínuos, que se formam a partir da interseção de campos de compressão distribuídos ou armaduras com um grande número de varões, é necessário apenas garantir a utilização de um comprimento de amarração adequado, uma vez que as tensões geradas nestas regiões são geralmente baixas.

No entanto, para nós singulares, como os ilustrados na Figura 2.8, que resultam da interseção entre campos de tensão de compressão e/ou tração concentrados, o betão fica sujeito a níveis de tensão elevados e, portanto, devem ser analisados com maior cuidado para garantir que a capacidade resistente do betão não seja ultrapassada.

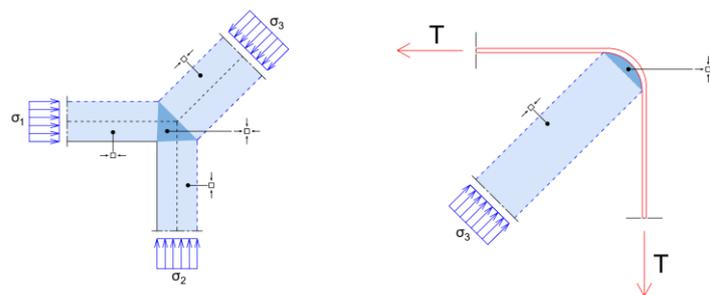


Figura 2.8 - Nó CCC à esquerda e nó CTT à direita (adaptado de [8])

Os nós podem ser agrupados em três tipos diferentes, com base em três combinações típicas de interseção de escoras e tirantes:

- Nós CCC
- Nós CCT
- Nós CTT

Onde “C” representa um campo de tensões de compressão que converge para o nó, e “T” representa um campo de tensões de tração que intersesta o mesmo nó.

A resistência do betão que compõe esses nós depende de vários parâmetros, como o estado de tensão multi-axial em que o betão se encontra, perturbações devido a fendas e pormenorização de armaduras. Nestas situações, a compressão na direção transversal à direção das resultantes das forças aumenta a resistência à compressão do betão, reproduzindo um efeito de confinamento. No entanto, tensões transversais à direção das resultantes das forças internas e as fendas resultantes causam um efeito contrário, diminuindo a resistência esperada para o betão que constitui o nó.

Para ter em consideração os efeitos acima mencionados, o EC2 propõe uma metodologia simplificada para a avaliar a capacidade resistente do betão ( $\sigma_{Rd,max}$ ), multiplicando-a por um fator de redução ( $k_i$ ) que depende da tipologia do nó (ver equação (9)).

$$\sigma_{Rd,max} = k_i \times v' \times f_{cd} \quad (9)$$

Na avaliação da capacidade resistente de nós CCC, deve ser adotado o valor de 1,0 para o fator  $k_1$ , no entanto este valor pode ser aumentado em 10% caso se verifique pelo menos uma das seguintes condições:

- Garantia de um estado de compressão triaxial;
- Todos os ângulos entre escoras e tirantes sejam  $\geq 55^\circ$ ;
- As tensões nos apoios ou provocadas por cargas pontuais devem ser uniformes, e o nó deve estar confinado por armaduras transversais;
- O nó esteja fiavelmente confinado.

A geometria do nó deve ser definida de acordo com a Figura 2.9.

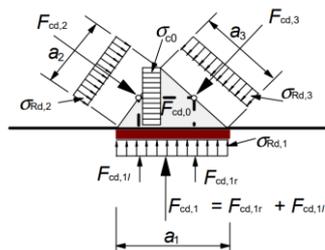


Figura 2.9 - Nó comprimido sem tirantes [11]

Em nós CCT, O EC2 propõe a adoção do valor 0,85 para o fator  $k_2$ . Neste tipo de nós, além de verificar a capacidade resistente do betão, é necessário garantir que seja adotado um comprimento de amarração adequado na pormenorização das armaduras. A geometria do nó CCT deve ser definida de acordo com a Figura 2.10.

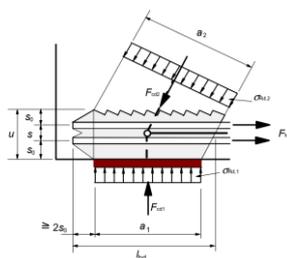


Figura 2.10 - Nó sujeito a compressão e a tração com armaduras numa direção [11]

Para nós CTT, o EC2 propõe a adoção do valor 0,75 para o fator  $k_3$ . A geometria do nó CTT deve ser definida de acordo com a Figura 2.11.

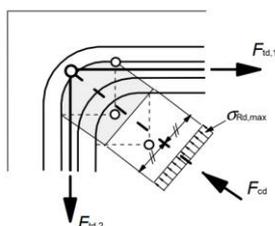


Figura 2.11 - Nó sujeito a compressão e a tração com armaduras em duas direções [11]

Alem disso, O EC2 menciona a possibilidade de adotar um fator  $k_4$  com valor 3,0 para verificação de nós em compressão triaxial, se a distribuição de ações for conhecida para as três direções das escoras.

## 2.5 Regiões de Ligação Pilar/Viga

As ligações pilar/viga são regiões com uma distribuição de tensões não linear, portanto, pertencem às chamadas regiões de descontinuidade. Para analisar estas regiões, é necessário recorrer a métodos como os modelos de campos de tensões. As ligações podem ser classificadas com base no número e na disposição dos elementos lineares adjacentes. Neste estudo, utilizar-se-á a terminologia do regulamento americano ACI-ASCE 352 [13] para referenciar e identificar os diferentes tipos de ligação encontradas em estruturas de edifícios.

Na Figura 2.12 apresentam-se os tipos de ligação mais comuns, identificados de acordo com o documento mencionado anteriormente. A classificação diz respeito à flexão das vigas e pilares no plano x-z.

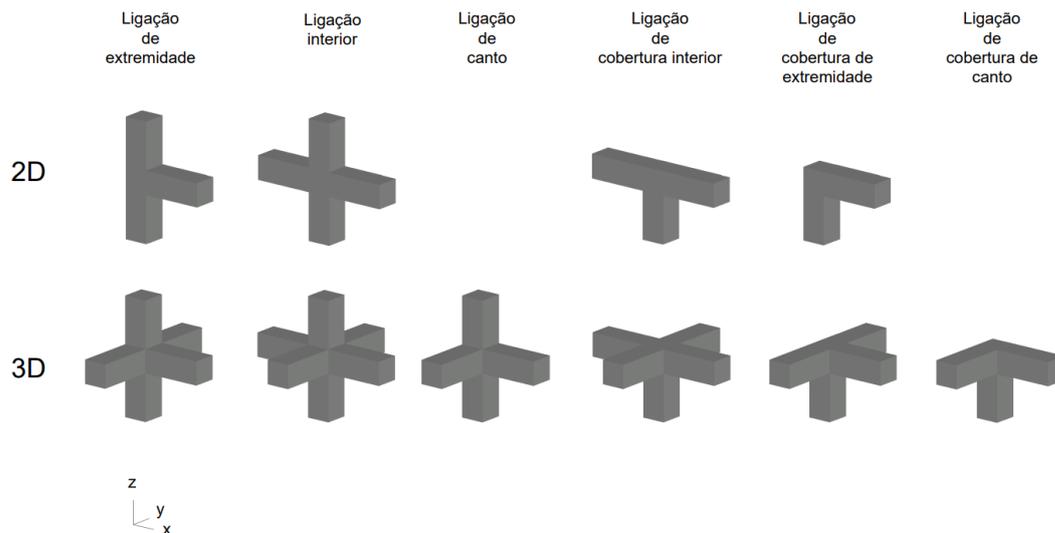


Figura 2.12 - Classificação das ligações pilar/viga de acordo com o número e disposição dos elementos adjacentes (adaptado de [13])

Este trabalho concentra-se no estudo de ligações de extremidade, de modo que neste capítulo será feita uma revisão literária específica sobre esse tipo de ligações.

As ligações de extremidade têm um comportamento diferenciado, uma vez que materializam a interseção de apenas um pilar com uma viga, o que resulta numa situação desfavorável para o equilíbrio de esforços no interior da ligação, que vai ser objeto de análise neste estudo.

Este tipo de ligações é comum em estruturas de edifícios, mas também são regularmente utilizadas noutros tipos de estruturas, como estruturas de suporte de tabuleiros de pontes e viadutos, como se ilustra na Figura 2.13. Nas estruturas de pontes, é fundamental garantir um bom desempenho destas ligações, uma vez que, na maioria dos casos, tratam-se de sistemas pouco redundantes onde a rotura de uma das ligações pode provocar o colapso progressivo da estrutura.



Figura 2.13 - Viaduto sobre a autoestrada A1 no Carregado [14] (à esquerda) e viaduto sobre o rio Grande da Pipa [15] (à direita)

O estudo do comportamento das ligações de extremidade teve início na década de 1960, com estudos que visavam apenas avaliar o comportamento destas ligações quando submetidas a ações monotónicas([16], [17]). No entanto, após o sismo de 1989 em Loma Prieta, Califórnia, que revelou o

colapso de um número elevado de ligações de extremidade em estruturas de pontes, o estudo do comportamento destas ligações submetidas a ações cíclicas começou a ganhar destaque. Naquela época, muitas pontes localizadas em zonas que não foram afetadas pelo sismo haviam sido construídas nas décadas de 1950 e 1960, o que levou também a vários estudos sobre possíveis soluções de reforço destas ligações ([18]).

Entre outras abordagens, os modelos de escoras e tirantes têm sido usados para traduzir o encaminhamento de cargas no interior destas regiões, onde a distribuição de tensões é altamente não linear, e desenvolver modelos que sirvam como ferramentas de dimensionamento destas e de outras ligações. Para situações em que essas ligações são submetidas a ações cíclicas, como sismos, estas ficam sujeitas a momentos fletores positivos (momentos de abertura) e a momentos fletores negativos (*momentos de fecho*) alternadamente. Para essas situações, pode-se idealizar os modelos de escoras e tirantes ilustrados na Figura 2.14.

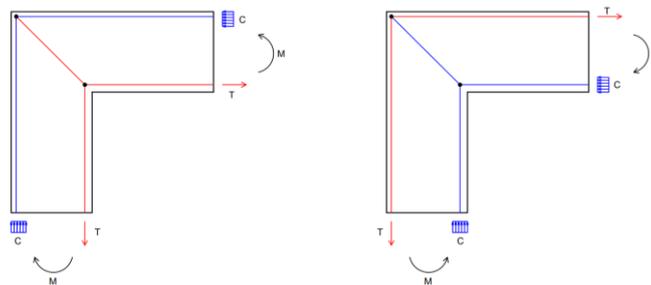


Figura 2.14 -Modelo de escoras e tirantes para momento de abertura (à esquerda) e momento de fecho (à direita)

Verifica-se que, quando submetida a um momento positivo, a ligação traz claramente alguns problemas do ponto de vista do seu comportamento.

Nilsson [17], propõe os seguintes requisitos para um comportamento adequado da ligação:

- A ligação deve suportar um momento fletor, pelo menos igual ao momento fletor atuante nas secções adjacentes;
- As ligações que não satisfaçam o requisito anterior, devem ser dotadas de ductilidade suficiente para prevenir uma rotura frágil de modo que seja possível ocorrer redistribuição de esforços na estrutura em que se insere;
- A abertura de fendas em ligações submetidas ao carregamento em serviço deverá ser limitada a um valor aceitável;
- A pormenorização de armaduras deverá ser simples e de fácil execução.

Ao adotar o modelo proposto na Figura 2.14, é perceptível que quando sujeita a momento de abertura a ligação tende a “separar-se”, o que resulta numa grande abertura de fendas, ao contrário de quando sujeita a momento de fecho, em que o betão interior da ligação sofre um efeito de

confinamento. Este modelo também traz problemas do ponto de vista da pormenorização, devido ao espaço limitado para amarração das armaduras.

Estes problemas, principalmente, têm motivado diversos estudos experimentais, teóricos e numéricos para avaliar o comportamento de várias pormenorizações para este tipo de ligação.

## 2.5.1 Estudos experimentais

### Ligações sujeitas a momento de abertura

Como já mencionado anteriormente, os primeiros estudos experimentais realizados em ligações de extremidade visaram testar o comportamento destas ligações quando submetidas a carregamentos monotónicos. A maioria dos ensaios em que o momento resistente obtido foi significativamente mais baixo do que o teórico esperado, ocorreram quando a ligação estava sujeita ao momento de abertura, onde a formação de uma fenda diagonal levou a uma rotura frágil da ligação.

Nilsson e Losberg [17] iniciaram o estudo do comportamento das ligações de cobertura de extremidade em 1973, motivados pela rotura das ligações de muros ala com vigas estribo em encontros de pontes. A rotura deste tipo de ligações ocorreu quando estavam sujeitas a momento de abertura gerado por impulsos de terras.

Nos estudos realizados, Nilsson obteve a distribuição elástica de esforços para a ligação em questão quando sujeita a momento de abertura. Os resultados obtidos permitiram definir a melhor disposição de armaduras a adotar nestas regiões, sem que a solução obtida se afastasse demasiado da solução elástica.

Nilsson e Losberg previram 5 possíveis modos de rotura para ligações de extremidade sujeitas a momento de abertura:

- 1) Rotura devido à formação de uma fenda diagonal no interior da ligação devido às tensões de tração geradas pelo momento fletor atuante, que não são equilibradas pela armadura;
- 2) Rotura por “Splitting crack failure”, que ocorre devido às tensões de tração significativas no betão na direção perpendicular à direção das armaduras;
- 3) Plastificação das armaduras na ligação;
- 4) Rotura devido à falta de amarração das armaduras, devido à deterioração da aderência entre o betão e as armaduras ou esmagamento do betão entre dobras de varões;
- 5) Rotura devido ao esmagamento do betão no interior da ligação.

Os testes em provetes projetados para simular as condições reais às quais os muros ala estão sujeitos revelaram que a pormenorização utilizada até à data (ver Figura 2.15) não era adequada. Os provetes resistiram apenas entre metade a um terço do momento resistente esperado,

apresentando uma rotura frágil com a formação de uma fenda diagonal de grandes dimensões no interior da ligação.

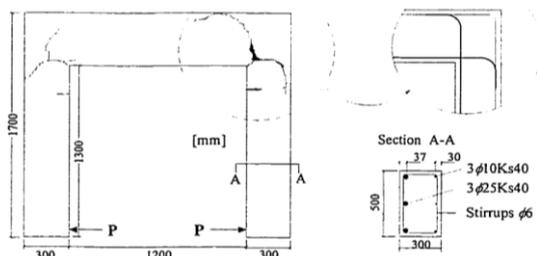


Figura 2.15 – Ensaio de Nilsson e Losberg [17]

Após testar várias pormenorizações para melhorar o comportamento da ligação, Nilsson concluiu que a pormenorização apresentada na Figura 2.16 era a mais adequada para ligações sujeitas a momento de abertura. Ao dobrar a armadura principal da viga e do pilar para o interior da ligação, o que garantia uma melhor amarração dos varões e uma abertura de fendas mais controlada, esta pormenorização foi capaz de evitar roturas devido à formação da fenda diagonal na ligação.

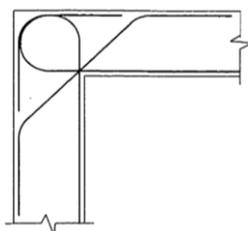


Figura 2.16 – Pormenorização mais adequada segundo Nilsson e Losberg [17]

Em 1971, Mayfield et al. [16], apresentaram os resultados de testes de 48 provetes de ligações de cobertura de extremidade com 12 tipos diferentes de pormenorizações, submetidos a momento de fecho e de abertura. A configuração dos ensaios e as pormenorizações testadas estão ilustradas na Figura 2.17 e Figura 2.18 respetivamente.

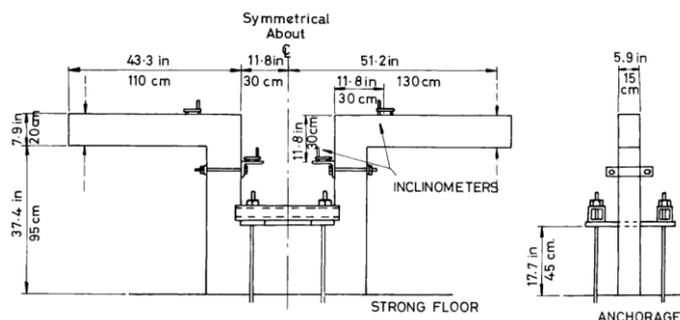


Figura 2.17 – Ensaio de Mayfield et al. [16]

Os testes realizados revelaram um bom comportamento da maioria das pormenorizações quando sujeitas a momento de fecho. No entanto, quando sujeitas a momento de abertura, surgiram

diferenças consideráveis no comportamento das ligações, dependendo da pormenorização adotada. Mayfield et al. concluíram que a pormenorização 6 (ver Figura 2.18) proporcionava um melhor comportamento à ligação, embora em nenhum dos ensaios em que a ligação esteve sujeita a momento de abertura tenha sido possível atingir a rotura por flexão dos elementos adjacentes.

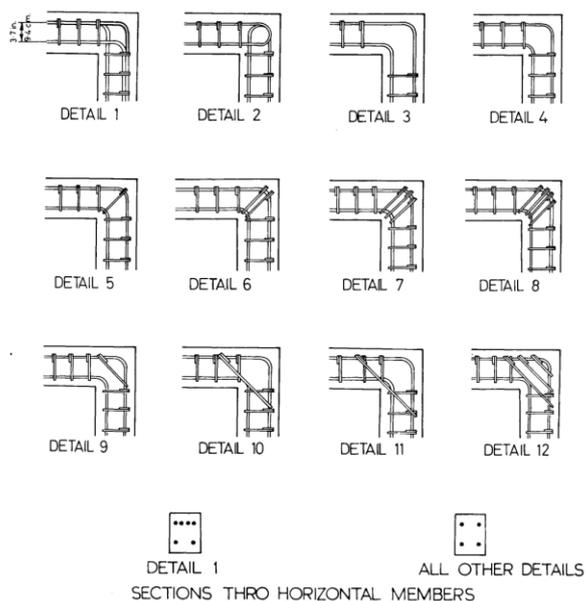
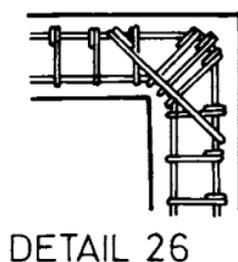


Figura 2.18 – Pormenorizações testadas por Mayfield et al. [16]

Em 1972, Mayfield et al. [19] conduziram outra campanha de testes, desta vez com o ensaio de 54 provetes, contemplando 28 pormenorizações de armaduras diferentes. Através destes ensaios, identificaram que a pormenorização que garantia um melhor comportamento da ligação era a pormenorização 26, ilustrada na Figura 2.19, uma vez que foi possível atingir o momento fletor resistente teórico dos elementos adjacentes. A pormenorização 26 resultou da adoção de dois tipos de armadura diagonal na zona da ligação, além da armadura de flexão principal. Mayfield et al. concluíram que a armadura diagonal composta por três estribos aumenta a resistência da ligação, evitando a rotura por formação da fenda diagonal, e que a armadura diagonal na direção oposta contribui para a redução da abertura de fendas na ligação.



DETAIL 26

Figura 2.19 – Pormenorização mais adequada segundo Mayfield et al. [19]

Em 1985, Skettrup et.al [20] testaram vários provetes com três pormenorizações diferentes, ilustradas na Figura 2.20. A pormenorização mais à esquerda na Figura 2.20, era semelhante à

estudada por Nilsson e Losberg, revelou-se eficaz, mas apenas para taxas de armadura reduzidas. Os testes demonstraram que, para taxas mecânicas de armadura superiores a 0,2 a ligação não era capaz de resistir a momentos fletor atuantes iguais ou superiores ao momento fletor resistente dos elementos adjacentes (fator de eficiência<sup>1</sup> inferior a 1), devido ao esmagamento do betão no interior da armadura dobrada “em laço”.

Estes resultados levaram à idealização de duas novas pormenorizações. Embora alguns provetes tenham revelado fatores de eficiência superiores a 1, estas pormenorizações tornam-se demasiado complexas de executar.

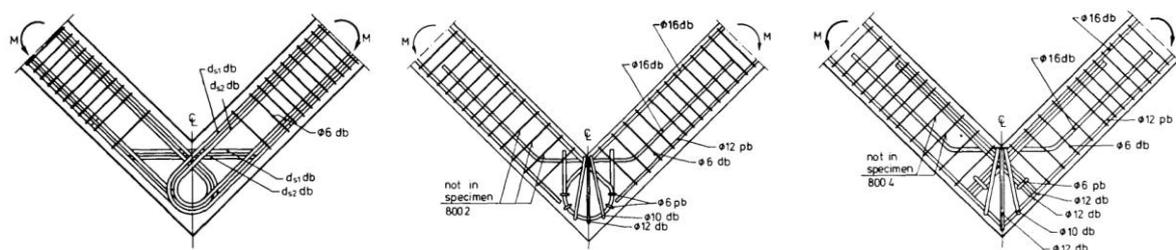


Figura 2.20 – Pormenorizações testadas por [20]

Para realizar os testes acima referidos, Skettrup et al. adotou uma configuração para o ensaio diferente da utilizada por Nilsson e Losberg, utilizando dois atuadores hidráulicos para aplicarem forças equivalentes de modo a criarem o efeito de momento de abertura na ligação sem interferência do efeito do esforço transversal. A configuração destes ensaios está ilustrada na Figura 2.21.

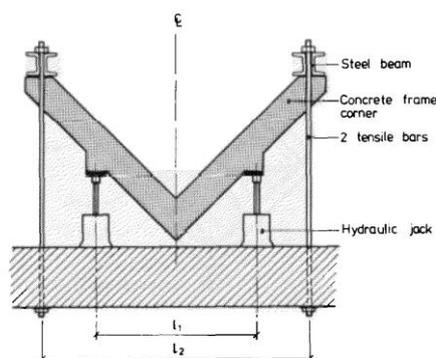


Figura 2.21 – Ensaio de Skettrup [20]

Em resumo, nas várias campanhas de ensaios realizadas, os autores conseguiram manter a integridade da ligação através da adoção da armadura principal em forma de laço na zona da ligação ou pela adição de estribos radiais no interior da ligação. A abertura de fendas no canto interior da ligação foi controlada através da utilização de armadura diagonal.

Atualmente, o regulamento em vigor prevê a utilização de pormenorizações similares às abordadas acima, para ligações sujeitas a ações monotónicas. No Eurocódigo 2, anexo J.2 são

<sup>1</sup> Quociente entre o momento fletor na extremidade efetiva da viga quando ocorreu o colapso do provete e o momento fletor resistente calculado para a mesma secção.

apresentados os modelos de escoras e tirantes aceites para o dimensionamento e pormenorização das regiões de ligação pilar/viga (ver Figura 2.22 e Figura 2.23).

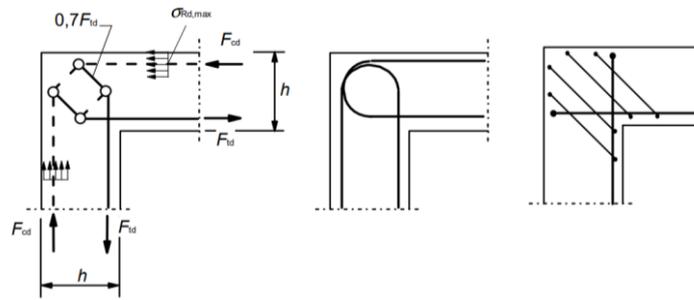


Figura 2.22 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de abertura (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita) aplicável a nós moderadamente solicitados segundo o EC2 [11]

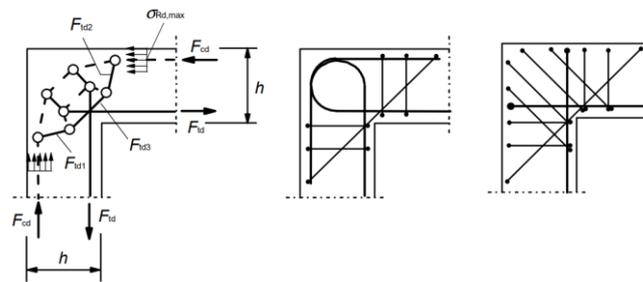


Figura 2.23 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de abertura (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita) aplicável a nós fortemente solicitados segundo o EC2 [11]

Apesar destas pormenorizações conferirem à ligação um comportamento adequado quando submetidas a ações de natureza monotónica, a sua aplicabilidade a ligações sujeitas a ações cíclicas é limitada, uma vez que não garantem uma resposta dúctil da ligação, como é necessário para a resistência a ações desta natureza. Este tema será abordado com maior detalhe mais à frente neste capítulo.

### Ligações sujeitas a momento de fecho

Como mencionado anteriormente, em 1972, Mayfield et al. [16] conduziram uma série de testes em várias ligações com pormenorizações correntemente utilizadas à época, sujeitas a momento de abertura e momento de fecho, tendo concluído que quando as ligações estavam sujeitas a momento de fecho, a pormenorização de armaduras utilizada, não tinha influência significativa no seu desempenho. Praticamente todos os provetes testados alcançaram eficiências superiores a 1.

Apesar de apresentarem um comportamento adequado na maioria dos casos, testes realizados posteriormente revelaram que algumas pormenorizações resultam em roturas frágeis e valores de eficiência abaixo de 1, quando eram utilizadas taxas de armadura elevadas. Estes testes destacaram principalmente problemas relacionados com a falta de aderência dos varões na zona de empalme de armaduras e o esmagamento do betão na zona da escora diagonal.

Em 1994, Luo et al.[21] realizaram testes em 20 ligações sujeitas a momento de fecho. O objetivo desses testes era investigar a influência de vários parâmetros, como a taxa de armadura, o raio de dobragem da armadura de flexão e a resistência à compressão do betão (na primeira fase do estudo), e amarração dos varões (na segunda fase do estudo), no comportamento das ligações. As pormenorizações utilizadas neste estudo estão ilustradas na Figura 2.24 e Figura 2.25.

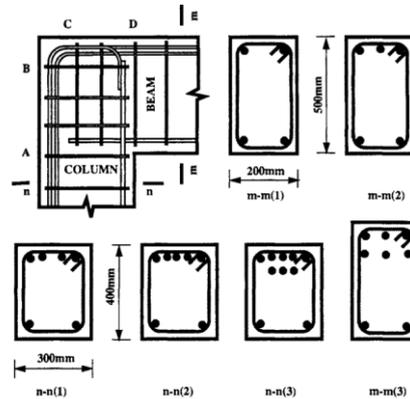


Figura 2.24 – Pormenorizações testadas na fase 1 do ensaio de Luo et al. [21]

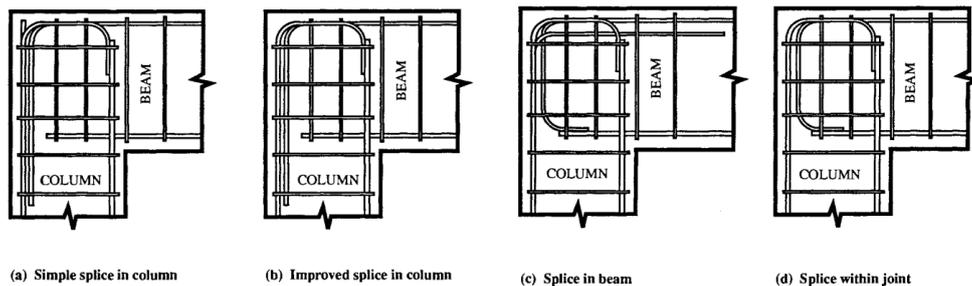


Figura 2.25 – Pormenorizações testadas na fase 2 do ensaio de Luo et al. [21]

Na primeira fase do estudo, três modos de rotura diferentes foram identificados durante os ensaios, dependendo do raio de dobragem e taxa de armadura utilizados. Estes modos de rotura incluíram a rotura por flexão nos elementos adjacentes (modo de rotura A), rotura por flexão do elemento adjacente mais fraco, com abertura de fendas significativa e destacamento do betão de recobrimento (modo de rotura B) e rotura por esmagamento do betão na região interior da ligação (modo de rotura C). A correlação entre esses modos de rotura e os parâmetros mencionados está ilustrada na Figura 2.26.

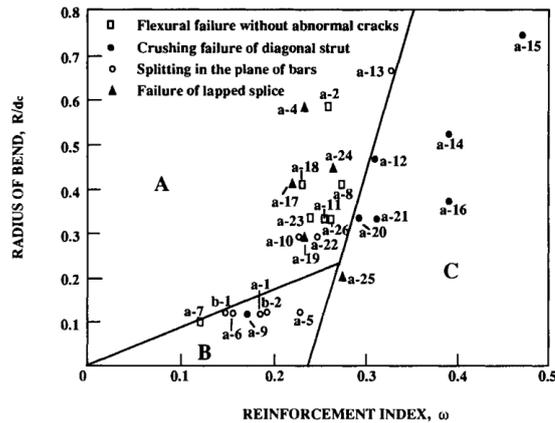


Figura 2.26 – Resultados do ensaio de Luo et al. [21]

A Figura 2.26, resumidamente, demonstra que a adoção de relações entre o raio de dobragem e a altura útil do pilar reduzidas ( $R/d_c < 0,2$ ) e taxas mecânicas de armadura elevadas ( $\omega > 0,25$ ) aumentam a probabilidade de ocorrerem roturas frágeis neste tipo de ligações.

Além disso, verificou-se que as ligações ensaiadas neste estudo não apresentaram o modo de rotura observado regularmente nos poucos casos de rotura da ligação quando sujeita a momento de fecho. Neste modo de rotura, a falha ocorria devido à formação de uma fenda diagonal desde o canto interior da ligação ao canto superior. Isso leva à conclusão de que a alteração da disposição da armadura na ligação se revela eficaz no controlo deste fenómeno.

Na 2ª fase deste estudo, observou-se uma melhoria na transmissão da força de tração entre os varões, devido à presença da armadura transversal no interior da ligação. Isso promoveu a ocorrência do modo de rotura por flexão dos elementos adjacentes, em vez da rotura frágil por escorregamento dos varões.

Para a realização deste estudo, Luo et al. utilizaram a configuração do ensaio ilustrada na Figura 2.27. Os provetes foram apoiados em suportes deslizantes, enquanto uma carga estática foi aplicada na viga através de um atuador hidráulico. A força aplicada foi medida por meio de uma célula de carga posicionada entre o pilar e o muro de reação.

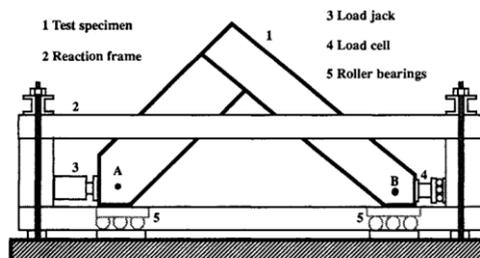


Figura 2.27 – Ensaio de Luo et al. [21]

Atualmente, o EC2 especifica o uso de um modelo e pormenorização de armaduras específico para regiões de ligação pilar/viga submetidas a momento de fecho (ver Figura 2.28).

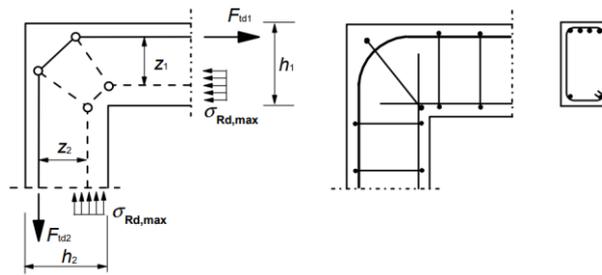


Figura 2.28 - Modelo de escoras e tirantes para ligações pilar/viga sujeitas a momento de fecho (à esquerda) e pormenorização das armaduras (à direita), segundo o EC2 [11]

Este regulamento também estabelece que, ao utilizar esse modelo, não é necessário verificar a armadura de cintagem do nó ou os comprimentos de amarração na região da ligação entre a viga e o pilar, desde que todas as armaduras de tração da viga sejam prolongadas e dobradas no interior do nó. O comprimento de amarração a adotar deve ser determinado para a força  $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$ .

#### Ligações sujeitas a ações cíclicas

Até à década de 1990, pouca investigação foi realizada com o propósito de caracterizar o comportamento de ligações sujeitas a ações cíclicas. Após o sismo de 1989, em Loma Prieta, vários investigadores, motivados pelos colapsos ocorridos, desenvolveram estudos para compreender e melhorar comportamento cíclico destas ligações.

Em 1996 Megget e Ingham [22], motivados por resultados de estudos anteriores que revelavam um comportamento inadequado de ligações pilar/viga de extremidade projetadas para resistir à ação sísmica, conduziram um estudo com o objetivo de avaliar o comportamento destas ligações quando dimensionadas de acordo com os requisitos do regulamento neozelandês em vigor na época [23]. Este regulamento seguia uma abordagem semelhante à ainda utilizada pelo Eurocódigo 8 [24] para ligações em edifícios de classe de ductilidade média.

A Figura 2.29 ilustra a configuração do ensaio e os provetes utilizados neste estudo. O ensaio consistiu no acionamento bidirecional de um atuador hidráulico montado na diagonal entre o pilar e a viga, formando um ângulo de 45° com as extremidades de cada elemento. O pilar estava fixo ao chão.

Foi aplicado um protocolo de ensaio que submeteu os provetes a 2 ciclos em “fase elástica”, levando as armaduras até sensivelmente ¾ da sua tensão de cedência, seguidos de 2 ciclos com um deslocamento correspondente a um coeficiente de ductilidade de ±2, ±4, ±6, ±8 e um ciclo final de ±10.

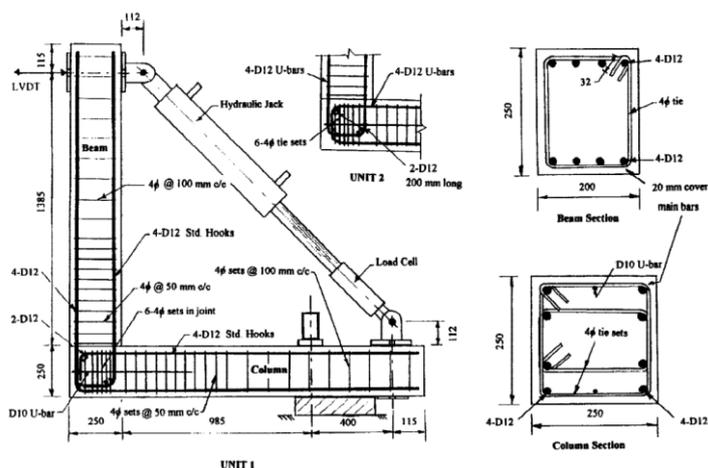


Figura 2.29 – Ensaio de Megget e Ingham, e pormenorização/geometria utilizada nos provetes 1 e 2 [22]

No provete 1, foi utilizada uma pormenorização de armaduras com amarração dos varões do pilar e viga no interior da ligação, enquanto no provete 2, foram utilizados varões em forma de “U” para garantir a continuidade dos mesmos dentro da ligação.

Nos ensaios realizados, foram obtidos os gráficos força-deslocamento ilustrados na Figura 2.30.

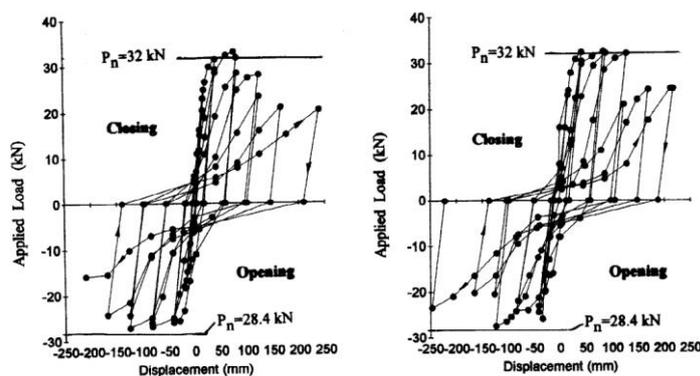


Figura 2.30 - Gráficos força deslocamento (proteste 1 à esquerda e protesto 2 à direita) [22]

Megget e Ingham observaram que ambos os provetes inicialmente desenvolveram rótulas plásticas nas vigas. No entanto, o provete 1 sofreu uma rotura da ligação, ao contrário do provete 2 que foi capaz de atingir uma deformação plástica considerável concentrada na rótula.

Quando sujeita a momento de fecho, ambas as ligações atingiram o esforço de corte esperado. No entanto, após atingido o pico de resistência, o provete 1, cuja amarração dos varões foi feita no interior da ligação, apresentou uma deterioração mais rápida da resistência, indicando uma menor capacidade de dissipação de energia. Além disso, o provete 1 apresentou também a delaminação de grande parte do betão de recobrimento na ligação, como se pode observar na Figura 2.31. A deterioração da aderência dos varões na face superior da viga decorrente deste efeito pode ser uma explicação para o fenómeno observado.

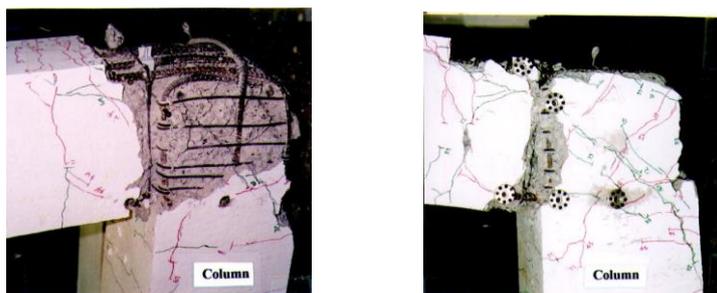


Figura 2.31 - Modo de rotura e padrão de fendilhação dos provetes 1 e 2 (à esquerda e direita respetivamente) [22]

Quando sujeito a momento de abertura, o provete 1 não atingiu o esforço corte estimado para a ligação, ao contrário do provete 2. Ambos os provetes apresentaram uma degradação da capacidade resistente logo após ser atingido o pico de resistência.

Os autores concluíram que os provetes apresentaram rotura da ligação para valores de esforço de corte na ligação próximos de metade de  $0,2 f'_c$  (MPa), valor ao qual o regulamento neozelandês limitava para este tipo de regiões, demonstrando claras falhas na norma apresentada para este tipo de regiões naquela época.

Em 1998, Megget [25] apresentou os resultados de um estudo mais abrangente em ligações pilar/viga de extremidade, envolvendo um maior conjunto de variáveis.

Os provetes 1 e 2 utilizados no estudo anterior foram dimensionados para representar ligações pilar/viga com uma taxa de armadura não muito elevada ( $\rho = \rho' = 1,01\%$ ), sendo a única diferença entre eles a configuração da amarração da armadura de flexão de ambos os elementos. Os novos provetes testados (3, 4, 6, 7, 9, 10 e 14) foram dimensionados com taxas de armadura mais elevadas, o que se esperava resultar também num maior esforço de corte no interior da ligação. As pormenorizações utilizadas estão ilustradas na Figura 2.32. O mesmo procedimento de ensaio foi aplicado neste novo estudo.

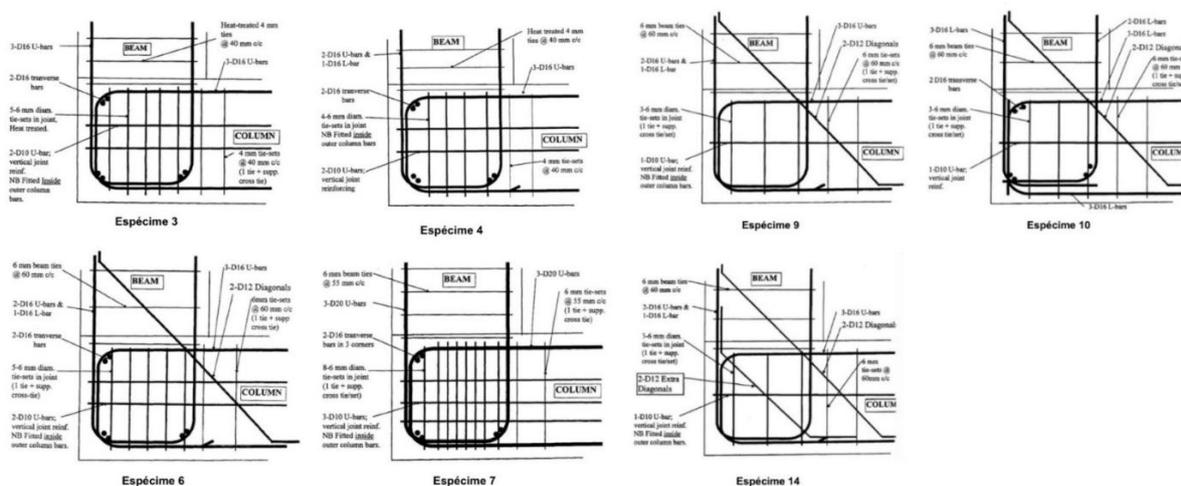


Figura 2.32 – Pormenorizações testadas por Megget [25]

Ao analisar os resultados desses ensaios, concluiu-se que as cintas desempenharam um papel fundamental na manutenção do comportamento adequado da ligação durante vários ciclos de carga. Ao confinar o núcleo da ligação, as cintas permitiram um comportamento dúctil do provete sem degradação significativa do betão interior.

A adoção da primeira camada de armadura diagonal mostrou-se eficaz no controlo da fendilhação quando a ligação estava sujeita a momento de abertura, e é perceptível a existência de um ganho significativo na ductilidade do provete nesta mesma situação.

Observou-se ainda que o destacamento de grandes partes do recobrimento teve um impacto substancial no comportamento global dos provetes, onde em alguns casos, levou a uma maior degradação do betão no interior da ligação e forçou a rotura por escorregamento dos varões devido à degradação da aderência dos varões na face exterior da ligação.

O provete 6 foi o provete que apresentou um melhor comportamento. O comportamento histerético deste provete e padrão de fendilhação estão representados na Figura 2.33.

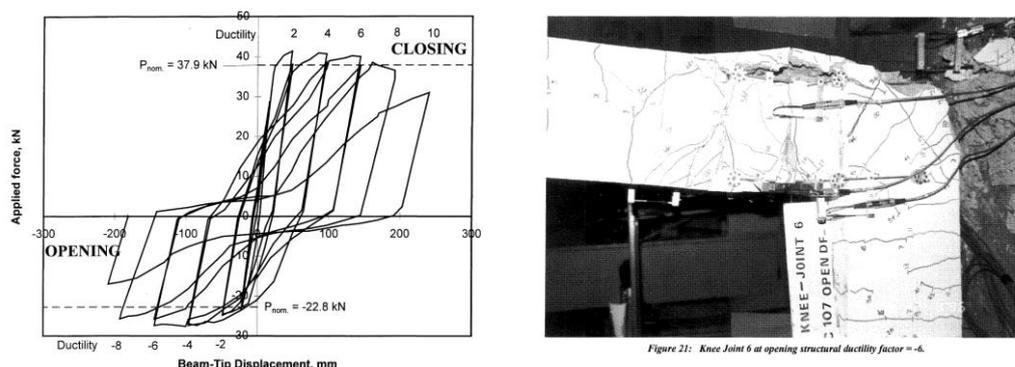


Figura 2.33 – Comportamento histerético do provete 6 (à esquerda) e padrão de fendilhação (à direita) [25]

Mais recentemente, Mogili e Kuang [26] realizaram um estudo com o objetivo de contribuir para um melhor entendimento do comportamento de ligações de extremidade de cobertura sujeitas a ações cíclicas. Para isso, os autores ensaiaram seis provetes com pormenorizações de armaduras e geometrias diferentes. Os provetes foram subdivididos em três grupos, consoante o ângulo da escora diagonal no interior da ligação.

As pormenorizações de armadura utilizadas estão ilustradas na Figura 2.34. O foco principal deste estudo foi a determinação da resistência deste tipo de ligações, de modo que todos os provetes foram dimensionados para que a rotura se desse na ligação antes da formação de rótulas plásticas nos elementos adjacentes.

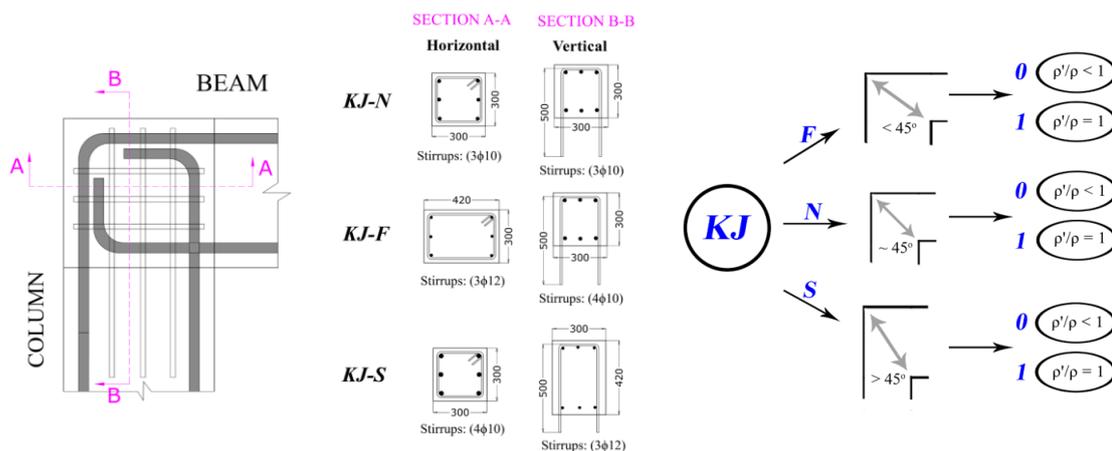


Figura 2.34 – Pormenorizações adotadas (à esquerda) e classificação dos provetes (à direita) [26]

Com base neste estudo, os autores concluíram que, para ângulos da escora diagonal diferentes de  $45^\circ$ , os elementos apresentaram uma maior degradação do betão no interior da ligação quando sujeitos a momento de fecho, uma vez que o campo de compressões se torna mais esbelto, levando à diminuição da resistência da ligação. Os autores também observaram que armadura transversal na ligação era mais solicitada quando esta estava sujeita a momento de abertura do que quando sujeitas a momento de fecho. Além disso, Mogili e Kuang verificaram que, quando submetidas a momento de fecho, a contribuição das cintas e da armadura vertical na ligação variava consoante a inclinação da escora diagonal (para ângulos inferiores a  $45^\circ$  existia uma maior solicitação da armadura vertical enquanto para ângulos superiores a  $45^\circ$  as cintas horizontais eram mais solicitadas).

Atualmente, o Eurocódigo 8 lida com o dimensionamento destas regiões por meio de abordagens simplificadas baseadas em resultados de estudos experimentais, como os mencionados anteriormente.

Para projetos de edifícios de classe de ductilidade média, o Eurocódigo 8 propõe uma abordagem muito simplificada para determinar a armadura presente nas ligações pilar/viga, sem a necessidade de um cálculo explícito. Neste tipo de edifícios, os pilares sísmicos primários devem ser pormenorizados com pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, em cada face, para assegurar a integridade da ligação pilar/viga. A armadura de confinamento horizontal na ligação não deve ser inferior à armadura de confinamento para as zonas críticas dos pilares adjacentes, definida na secção 5.4.3.2.2 (8)-(11) do Eurocódigo 8. Em ligações interiores em que a largura das vigas seja pelo menos três quartos da dimensão paralela da secção transversal do pilar, o espaçamento das armaduras de confinamento horizontal da ligação pode ser aumentado para o dobro, mas não deve ser superior a 150 mm.

No projeto de edifícios de ductilidade elevada, o Eurocódigo 8 inclui um cálculo explícito das forças internas da ligação, embora baseado em expressões aproximadas sem correspondência a um verdadeiro modelo físico.

De acordo com a norma atual, o esforço transversal horizontal atuante no núcleo de uma ligação entre vigas e pilares sísmicos primários deve ser determinado considerando as condições mais desfavoráveis devidas à ação sísmica, seguindo a metodologia de dimensionamento por capacidade real.

No projeto de edifícios de ductilidade elevada o EC8 propõe as seguintes expressões simplificadas para a determinação do esforço transversal horizontal atuante no núcleo de betão da ligação:

a) para nós pilar/viga interiores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \quad (10)$$

b) para nós pilar/viga exteriores

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (11)$$

Em que:

$A_{s1}$  – área da secção das armaduras superiores da viga;

$A_{s2}$  – área da secção das armaduras inferiores da viga;

$V_c$  – esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó, obtido da análise para a situação de projeto sísmica;

$\gamma_{Rd}$  – coeficiente que tem em conta a sobrerresistência devida ao endurecimento do aço e que não deverá ser inferior a 1,2

A compressão diagonal induzida na ligação pelo mecanismo de biela não deve exceder a resistência à compressão na presença de extensões de tração transversais.

O Eurocódigo 8 (parte 1), não propõe um modelo específico de transferência de esforços no interior da ligação e, por isso, refere que, na falta de um modelo preciso para a quantificação das forças internas da ligação, se poderá recorrer às seguintes regras para a verificação da segurança:

a) nas ligações interiores deverá ser satisfeita a seguinte expressão:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (12)$$

Em que:

$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$ ;

$f_{ck}$  expresso em MPa;

$h_{jc}$  – distância entre as camadas extremas da armadura do pilar;

$v_d$  – esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó;

$$b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \text{se } b_c > b_w$$
$$= \min\{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \text{se } b_c < b_w$$

b) nas ligações exteriores:

$V_{jhd}$  deverá ser inferior a 80% do valor obtido na equação (12)

Deve ainda ser adotado um confinamento adequado da ligação, de forma a limitar a tração diagonal máxima do betão  $\sigma_{ct}$ , a  $f_{ctd}$ . Mais uma vez, o EC8 ao não considerar um modelo explícito de cálculo, propõe, para satisfação deste requisito, a colocação de cintas horizontais com diâmetro não inferior a 6 mm, tais que:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (13)$$

Em que:

$A_{sh}$  – área total das cintas horizontais;

$V_{jhd}$  – definido nas equações (10) e (11);

$h_{jw}$  – distância entre as armaduras superiores e inferiores da viga;

$h_{jc}$  – distância entre as camadas extremas da armadura do pilar;

$v_d$  – esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó;

$f_{ctd}$  – valor de cálculo da resistência do betão à tração, de acordo com a EN 1992-1-1:2004[11]

$$b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \text{se } b_c > b_w$$
$$= \min\{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \text{se } b_c < b_w$$

O EC8 propõe ainda uma alternativa à adoção da armadura calculada através da equação (13), onde a integridade da ligação após fendilhação diagonal poderá ser assegurada pela armadura horizontal de confinamento:

a) nos nós interiores

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd}(1 - 0,8 \cdot v_d) \quad (14)$$

b) nos nós interiores

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd}(1 - 0,8 \cdot v_d) \quad (15)$$

Em ambos os casos, a armadura vertical do pilar que atravessa o nó deverá cumprir o seguinte critério:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_w) \quad (16)$$

Quanto à amarração e emenda de varões, o Eurocódigo 8 refere que nas estruturas de classe de ductilidade elevada, o comprimento de amarração de varões amarrados no interior de ligações pilar/viga deve ser medido a partir de um ponto no varão a uma distância de  $5d_{bL}$  da face do nó, de forma a ter em conta a extensão da zona plastificada por deformações cíclicas pós-elásticas.

O Eurocódigo 8 impõe ainda os seguintes limites ao diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam as ligações pilar/viga,  $d_{bL}$ , de forma a impedir roturas de aderência:

a) para ligações pilar/viga interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \geq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (17)$$

b) para ligações pilar/viga exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \geq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (18)$$

Em que:

$h_c$  – largura do pilar na direção paralela aos varões;

$f_{ctm}$  – valor médio da resistência do betão à tração;

$f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$v_d$  – esforço normal reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica;

$k_D$  – coeficiente função da classe de ductilidade (1 para DCH e 2/3 para DCM);

$\rho'$  – taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;

$\rho_{max}$  – taxa máxima admissível de armadura de tração;

$\gamma_{Rd}$  – coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou 1,0 respetivamente para a classe DCH e para a classe DCM devido à sobrerresistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga).

Analisando a abordagem adotada pelo EC8 e os estudos documentados ao longo deste capítulo compreende-se a relevância da pormenorização e da quantidade de armadura nas ligações, fundamentais para garantir um bom desempenho sob ações cíclicas. Estes estudos continuam a influenciar as normas e práticas de engenharia atuais, contribuindo para o projeto de estruturas mais seguras e resilientes face a eventos sísmicos. Na próxima secção deste capítulo, serão explorados aspetos relevantes relacionados com a análise e dimensionamento destas ligações, através de modelos de cálculo explícito, como os modelos de escoras e tirantes e modelos de campos de tensões.

### 2.5.2 MET e MCT para ligações pilar/viga

Desde o início do estudo do comportamento das ligações pilar/viga que vários autores têm procurado modelar e prever o seu comportamento. Dado que estas regiões exibem distribuições de tensões não lineares, nas quais a hipótese de Bernoulli não se aplica, a utilização de modelos de escoras e tirantes e/ou modelos de campos de tensões discretos demonstrou ser vantajosa, devido à simplicidade destes métodos.

Em 1987, Schlaich et al. [6] publicaram um relatório com o objetivo de documentar e divulgar o uso de modelos de escoras e tirantes para o dimensionamento de regiões de descontinuidade. Nesse relatório, várias configurações de modelos foram propostas para ligações de extremidade de cobertura sujeitas a momento de abertura, baseados em pormenorizações usadas na época (ver Figura 2.35).

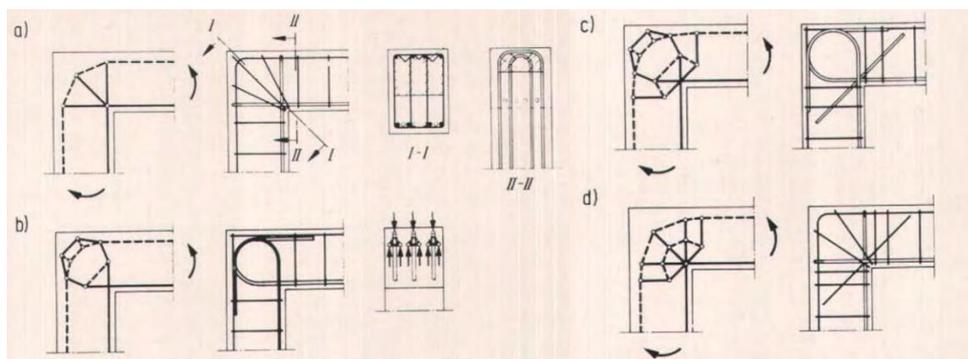


Figura 2.35 - Modelos de escoras e tirantes e pormenorizações correspondentes para ligações de canto em pórticos sujeitas a momento de abertura (adaptado de [6])

Embora algumas das pormenorizações/modelos propostos fossem de difícil aplicação prática e não tivessem sido comparados com resultados experimentais, o autor destacou a versatilidade e aplicabilidade deste método na análise e dimensionamento destas regiões.

Os modelos ilustrados na Figura 2.36 representam duas abordagens simples de concretizar o encaminhamento das tensões no interior de uma ligação de extremidade. A implementação destes modelos, mesmo com o uso de placas de ancoragem na extremidade da armadura, suscita diversos problemas relacionados com o comportamento da ligação, incluindo o elevado nível de compressão na diagonal e outros, abordados com maior detalhe no capítulo anterior deste trabalho.

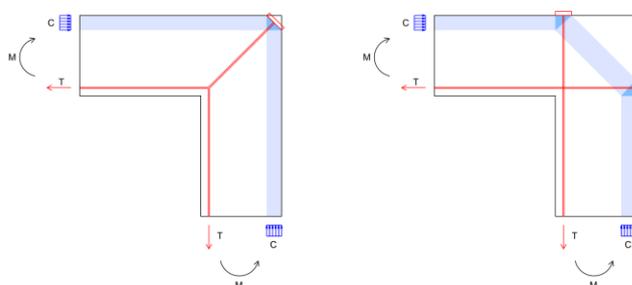


Figura 2.36 – Modelo com desvio simples à esquerda e Modelo com escora diagonal à direita (adaptado de [4])

Como alternativa ao desvio duplo do campo de compressões, o modelo ilustrado na Figura 2.37, por meio da introdução de um tirante diagonal na zona interior da ligação, permite um desvio gradual do campo de compressões, reduzindo a sollicitação da armadura de flexão principal do pilar e da viga. Vários autores estudaram pormenorizações com a mesma configuração que esta proposta experimentalmente ([17], [19]) e concluíram que era eficaz na melhoria do comportamento da ligação, embora os coeficientes de eficiência obtidos nos provetes testados continuassem a ser inferiores a 1.

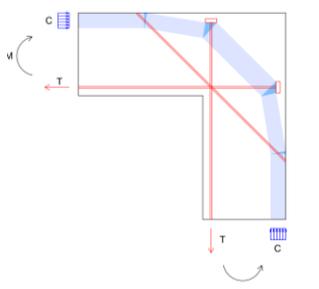


Figura 2.37 – Modelo com desvio gradual das compressões (adaptado de [4])

Para evitar tensões de compressão demasiado elevadas no interior da ligação, diversos autores estudaram um modelo de desvio de compressões distribuídas ao longo de toda a região interior da ligação, designado de modelo de treliça. Este modelo é materializado através de uma malha de estribos e cintas no interior da ligação (ver Figura 2.38). A implementação de pormenorizações com esta configuração obteve resultados experimentais satisfatórios, com coeficientes de eficiência superiores a 1, conferindo não só a resistência necessária à ligação, como também melhorou o seu comportamento quando sujeita a ações cíclicas, devido ao confinamento proporcionado pela armadura ao betão no interior da ligação.

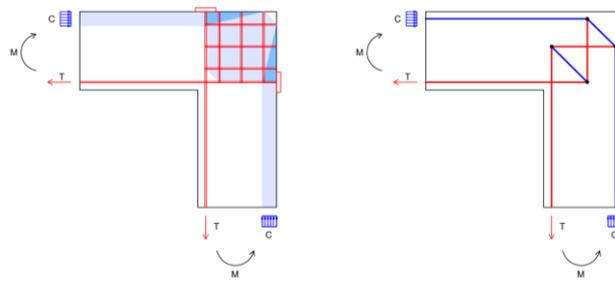


Figura 2.38 – Modelo de treliça (adaptado de [4])

É ainda possível admitir um comportamento misto, resultante da combinação de dois mecanismos de transferência de tensões (modelo hiperestático). O modelo correspondente está ilustrado na Figura 2.39 e representa uma combinação do modelo da escora diagonal com o modelo de treliça. A aplicabilidade deste modelo será analisada com maior detalhe mais à frente neste trabalho.

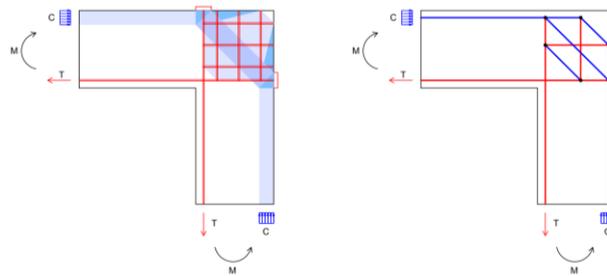


Figura 2.39 – Combinação do modelo de treliça com o modelo da escora diagonal (adaptado de [4])

Os modelos apresentados acima garantem apenas o equilíbrio de forças no interior do elemento. No entanto, em 1999, Hwang e Lee [27] introduziram o conceito de *softened strut-and-tie models* (SSTM) como um método para determinar a resistência de elementos de betão armado baseado nos modelos de escoras e tirantes simples, que respeitavam não só as condições de equilíbrio, mas também garantiam a compatibilidade de deformações e consideravam as leis constitutivas dos materiais. Estes autores estudaram a aplicação destes modelos para determinar a resistência das ligações pilar/viga de extremidade e os resultados obtidos tenderam a subestimar a capacidade real das ligações para níveis de esforços baixos e a sobrestimar para níveis de esforços elevados. Os modelos estudados incluíam os modelos mistos treliça-escora diagonal considerando a adoção de estribos e cintas ou apenas cintas, como ilustrado na Figura 2.40

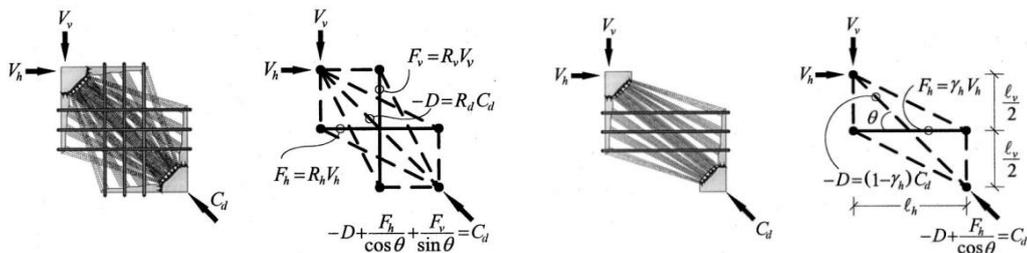


Figura 2.40 – Modelos estudados por Hwang e Lee, adaptado de [28]

Outros autores tentaram quantificar a resistência de ligações pilar/viga, tendo em conta as condições de compatibilidade, mas de forma mais simplificada ([29] [30]), evitando o esforço de cálculo necessário no método proposto por Hwang e Lee, que só seria viável com o uso ferramentas cálculo computacional, deixando este de ser um método rápido e simples para dimensionar e avaliar o comportamento destas regiões. Nesse sentido, Vollum e Newman [31] apresentaram um modelo de escoras e tirantes ilustrado na Figura 2.41, também baseado no modelo misto treliça/escora diagonal para avaliar a resistência de ligações pilar/viga sujeitas a ações monotónicas. Este modelo foi calibrado com as expressões empíricas (19) e (20).

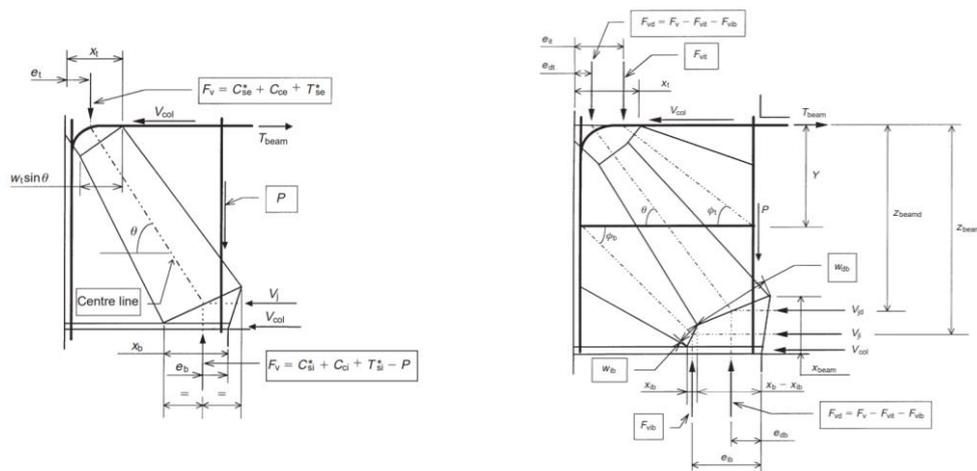


Figura 2.41 - Modelos estudados por Vollum e Newman (adaptado de [31])

O modelo desenvolvido é de fácil utilização, uma vez que os únicos parâmetros necessários são as dimensões da ligação, a pormenorização de armaduras da viga que se prolongam para o interior da ligação e a resistência à compressão do betão, o que, ao mesmo tempo, resulta num campo de aplicação limitado para estas expressões. Ainda assim, estes modelos revelam-se interessantes dada a boa correspondência com os resultados experimentais.

$$V_j = 0.624\beta \left( 1 + 0.555 \left( 2 - \frac{h_b}{h_c} \right) \right) b_e h_c \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (19)$$

$$V_j < 0.97 b_e h_c \sqrt{f'_c} \left( 1 + 0.555 \left( 2 - \frac{h_b}{h_c} \right) \right) < 1.33 b_e h_c \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad (20)$$

Nestas expressões,  $\beta$  representa um fator que varia de acordo com a pormenorização das armaduras,  $h_b$  e  $h_c$  representam a altura da viga e do pilar respetivamente,  $b_e$  representa a largura efetiva da ligação e  $f'_c$  a resistência à compressão do betão medida por testes em amostras cilíndricas.

Recentemente Fardis ([32], [33]), motivado pela persistente falta de consenso na comunidade científica em relação aos modelos utilizados para ligações pilar/viga, tanto interiores como de extremidade, apresentou um modelo que resulta da combinação dos modelos de escoras e tirantes e

a *Modified compression field theory*. Este modelo foi calibrado com base em resultados de ensaios realizado em 389 ligações de extremidade e 277 ligações interiores.

O método apresentado por Fardis, foi o método adotado no documento provisório da nova geração do Eurocódigo 8 e fib Model Code 2020 e contempla uma análise através de dois modelos com níveis de aproximação diferentes. O primeiro nível de aproximação (LoA-1) baseia-se apenas no equilíbrio, utilizando os modelos de escoras e tirantes simples, enquanto o segundo nível de aproximação (LoA-2) considera campos de tensões distribuídos e efeitos como a influência do betão fendilhado.

### Nível de aproximação 1 (LoA-1)

No primeiro nível de aproximação, o autor propõe quatro modelos de escoras e tirantes simples. Os modelos devem ser utilizados consoante a pormenorização em estudo, e estimam a resistência ao corte da ligação. Os modelos de escoras e tirantes mencionados estão ilustrados na Figura 2.42.

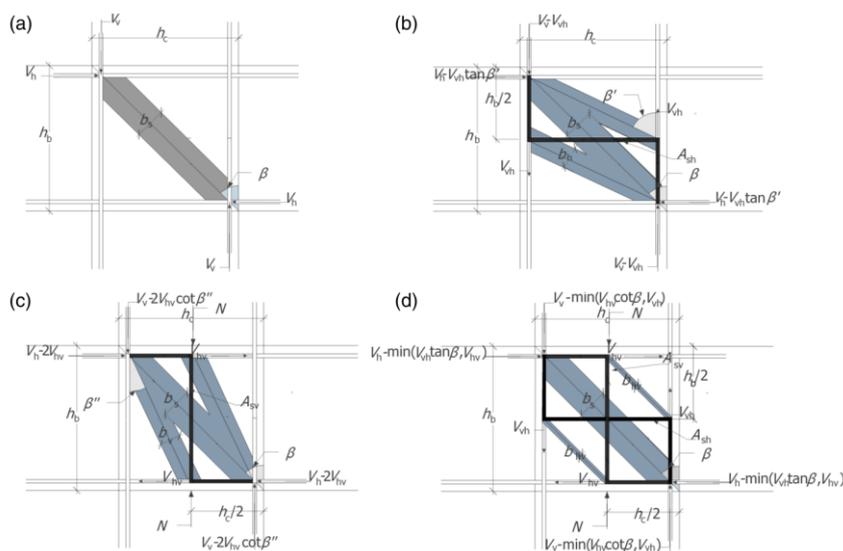


Figura 2.42 - Modelos de escoras e tirantes para: (a) ligações sem armadura ou esforço axial no pilar; (b) ligações com apenas armadura horizontal e sem esforço axial no pilar; (c) ligação com apenas armadura vertical e/ou esforço axial no pilar; e (d) ligação com armadura horizontal e vertical ou esforço axial no pilar [32]

De acordo com este modelo, em ligações sem qualquer armadura no interior, a transmissão dos esforços é feita apenas através de uma escora diagonal.

Em ligações com apenas armadura horizontal no interior da ligação e onde não existe esforço axial no pilar ou este assume um valor muito baixo, aplica-se o modelo (b) da Figura 2.42. Neste modelo, o tirante horizontal permite o desvio do campo de compressões diagonal, diminuindo a sollicitação da escora diagonal original. Em ligações com apenas armadura vertical e/ou esforço axial no pilar, aplica-se o modelo (c) da Figura 2.42. Neste modelo, é a armadura vertical que passa a permitir o alargamento do campo de compressões.

Para ligações que admitem a presença de armadura vertical e armadura horizontal e/ou quando pilar está submetido a esforço axial, o modelo a adotar é o modelo (d) da Figura 2.42.

No primeiro nível de aproximação a resistência à compressão uniaxial do betão deve ser reduzida apenas tendo em conta o fator  $\eta$  (*brittleness factor*) uma vez que os modelos de escoras e tirantes simples não têm em conta extensões ou deformações. A resistência à compressão efetiva do betão é, por isso, calculada através da equação (21).

$$f_{c,ef} = \eta f_c \quad (21)$$

De acordo com o MC2010, o fator  $\eta$ , é determinado pela equação (22), em que  $f_c$  representa a resistência à compressão do betão

$$\eta = \left( \frac{30}{f_c (MPa)} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \quad (22)$$

#### Nível de aproximação 2 (LoA-2)

No segundo nível de aproximação, o autor assume uma malha de armadura distribuída no interior da ligação e um campo de tensões disperso pela mesma, ao contrário do que acontecia no primeiro nível de aproximação, onde as trações e compressões estavam concentradas em tirantes e escoras.

Neste modelo, o interior da ligação é dividido em três zonas que desempenham funções distintas. A ligação é assim composta por uma banda central que se estende de um lado ao outro da ligação, identificada como “zona B” na Figura 2.43, com uma inclinação  $\theta$  em relação à vertical, e duas zonas nos cantos da ligação, identificadas como “zonas A”. A “zona B” representa a região que contém a escora principal; no entanto, o campo de compressão pode dispersar-se pela “zona A”, se necessário.

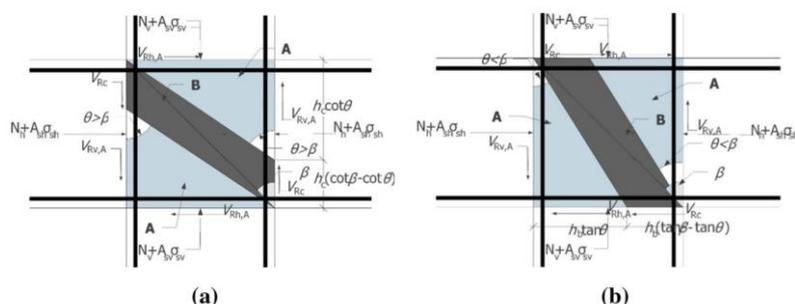


Figura 2.43 – Modelo LoA-2 proposto por Fardis [32]

De acordo com este modelo, a resistência ao corte da ligação ( $V_{Rh}$ ) passa a ser calculada através da equação (23).

$$V_{Rh} = \max (V_{h,crack}; V_{Rh,min} + V_{Rh,MCFT}) \quad (23)$$

Nesta equação,  $V_{h,crack}$  representa a resistência mínima da ligação, correspondente à “carga de fendilhação”, atingida quando a tensão de tração principal alcança a resistência máxima à tração do betão,  $f_{ct}$ . O termo  $V_{Rh,min}$  foi introduzido por Fardis como uma resistência mínima a adicionar a  $V_{Rh,MCFT}$ , uma vez que o modelo proposto não admite qualquer resistência para ligações sem armadura.

O termo  $V_{Rh,MCFT}$ , na equação (23) é obtido a partir de dois conjuntos de equações alternativos, dependendo da relação entre o ângulo do campo de compressões ( $\theta$ ) e o ângulo da diagonal da ligação ( $\beta$ ).

Neste modelo o autor admite que a zona B atinge a resistência à compressão efetiva do betão, que passa a ser calculada de acordo com a *modified compression field theory* e depende, por isso, do estado de extensão transversal de tração ( $\varepsilon_1$ ) a que esse betão está sujeito. A resistência à compressão efetiva é calculada pela equação (24), onde parâmetro  $\kappa_\varepsilon$  traduz o efeito do *compression softening*.

$$f_{c,ef} = \eta \kappa_\varepsilon f_c \quad (24)$$

O autor propõe a utilização da equação (25) quantificar este efeito em ligações sujeitas a ações monotónicas. Em casos de análise de ligações submetidas a ações cíclicas e alternadas, o autor admite a existência de deterioração de resistência ao corte da ligação e, por isso, esta passa a ser calculada através da equação (26).

$$\kappa_{\varepsilon,mono} = \frac{1}{1.2 + 55\varepsilon_1} \leq 1 \quad (25)$$

$$\kappa_{\varepsilon,cy} = \frac{1}{1.5 (1.2 + 55\varepsilon_1)} \leq 1 \quad (26)$$

Como mencionado anteriormente neste trabalho, os modelos de campos de tensões não calculam campos de deformações e por isso o autor parte do princípio de que as tensões principais têm a mesma direção que as extensões principais. Assim, o valor de  $\varepsilon_1$  pode ser calculado assumindo um valor para as extensões principais. O MC2010 propõe o valor de  $\varepsilon_2 = -0.002$ .

# 3

## **Estudo do Comportamento de Ligações Pilar/Viga através de Modelos de Campos de Tensões Contínuos**

### Conteúdo:

---

3.1	Considerações Iniciais .....	42
3.2	Caso de Estudo .....	42
3.3	Modelação do Comportamento dos Materiais .....	44
3.4	Análise de Ligações Pilar/Viga .....	50
3.5	Comparação com resultados experimentais .....	63
3.6	Caso de estudo (resposta cíclica) .....	68

---

### 3.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo pretende-se estudar o comportamento de ligações pilar/viga, chegar a um melhor entendimento dos fenómenos envolvidos na transferência das tensões no interior destes elementos e perceber de que forma influenciam o comportamento global da estrutura, através da análise de um caso de estudo idealizado para este efeito.

O estudo desenvolvido na presente dissertação foi baseado em análises numéricas não lineares utilizando o software de elementos finitos EvalS [3], desenvolvido por Ferreira [34]. O EvalS é um programa de análise plana de estruturas desenvolvido especificamente para a análise através de modelos de campos de tensões contínuos que incorpora elementos finitos unidimensionais para simulação das armaduras e elementos finitos triangulares com um ponto de integração de Gauss, CST (*Constant Strain Triangle*), para simular o comportamento do betão. Neste programa, a resolução não linear das equações é feita através do método de Newton-Raphson modificado.

### 3.2 Caso de Estudo

O caso de estudo proposto nesta dissertação refere-se ao dimensionamento e análise do comportamento de um pórtico de betão armado, sujeito a deslocamentos impostos forma repetida e alternada. O pórtico em questão está ilustrado na Figura 3.1 e é constituído por uma viga [0,30m x 0,60m] com um comprimento de 7 metros e um pilar [0,3m x 0,6m] com um comprimento de 3 metros. Considerou-se a utilização de betão C30/37 e aço A500 para as armaduras.

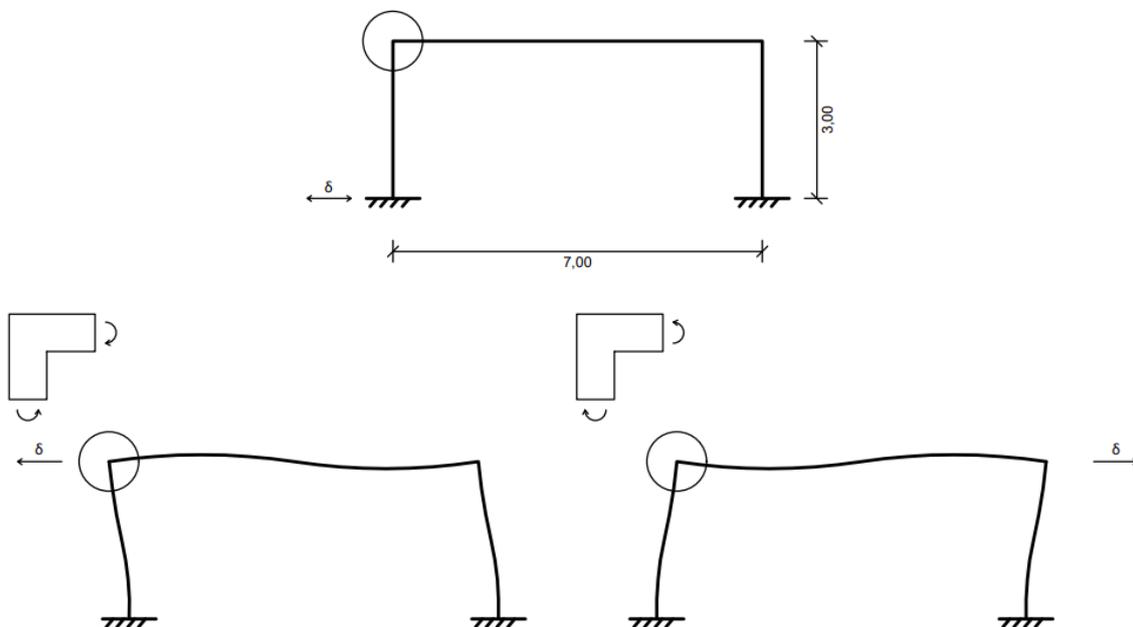


Figura 3.1 - Caso de estudo

A viga do pórtico foi pré-dimensionada respeitando o critério de esbelteza, correntemente utilizado em edifícios para um controlo indireto da deformação em estado limite de serviço, de  $L / h = 10$  a  $12$ .

Para o cálculo da armadura longitudinal da viga, seguiu-se um critério de limitação de momento reduzido, adotando-se  $\mu = 0.2$ , o que corresponde a uma taxa de armadura de  $\rho = 1.07\%$ . Foi adotada a mesma armadura para resistência ao momento fletor negativo e positivo ( $\beta=1$ ), resultando numa taxa de armadura total na secção de  $\rho_{tot} = 2.14\%$ .

A força nas armaduras correspondente ao momento máximo resistente aplicado na secção foi calculada considerando, de forma simplificada, o braço entre as forças do binário  $z = 0,9d$ , onde  $d$  representa a altura útil da secção. Adotou-se  $A_s(3\phi 20 + 2\phi 25) = 19,24\text{cm}^2$  com a pormenorização ilustrada na Figura 3.2.

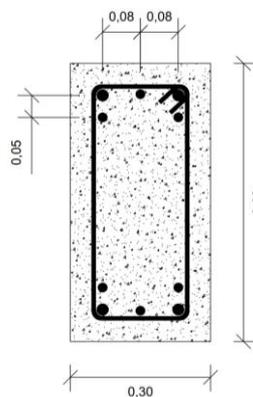


Figura 3.2 - Pormenorização de armaduras adotada na viga

A armadura de esforço transversal adotada foi calculada seguindo o princípio de dimensionamento por capacidade real. O esforço transversal máximo atuante foi calculado através da equação (27), onde  $M_{Rd,1}$  e  $M_{Rd,2}$  representam o momento resistente nas extremidades opostas dos elementos estruturais,  $L_{cl}$  o comprimento entre rótulas plásticas e  $\gamma_{Rd}$  o coeficiente de sobrerresistência para o qual se tomou o valor de 1.0, proposto pelo EC8 para edifícios de ductilidade média.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,1} + M_{Rd,2}}{L_{cl}} \quad (27)$$

O esforço transversal atuante estimado para a secção mais desfavorável da viga foi 129,41 kN e do pilar foi 306,74kN. Assumindo a inclinação da escora no mecanismo de treliça  $\theta = 45^\circ$ , adotou-se uma armadura distribuída de esforço transversal de  $A_{sw/s}(\phi 8//0,125) = 8,04 \text{ cm}^2/\text{m}$  para a viga e  $A_{sw/s}(\phi 10//0,10) = 15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  para o pilar.

Neste estudo, não foi aplicado o princípio de “pilar forte – viga fraca”, de modo a obter-se uma melhor interpretação dos resultados. Por esta razão foi adotada a mesma geometria e armadura de flexão para a viga e para o pilar.

Dado que a armadura da viga é composta por varões com diâmetro de 25 mm, o diâmetro de dobragem a utilizar, a fim de evitar danificar a armadura, conforme especificado no EC2, deve ser superior a 7 vezes o diâmetro do varão (175mm). Neste caso, é necessário adotar o valor mínimo do diâmetro de dobragem estipulado pelo EC2 (360mm) para evitar a rotura do betão, conforme determinado através da equação (28), onde  $F_{bt}$  representa o valor de cálculo da força de tração no início da parte curva do varão,  $a_b$  representa metade da distância entre eixos de varões, ou para varões de extremidade, a distância da face exterior ao eixo do varão.

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} \left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \frac{1}{f_{cd}} \quad (28)$$

A pormenorização final das armaduras nos elementos adjacentes à ligação encontra-se representada na Figura 3.3. A armadura de flexão da viga foi dobrada para o interior da ligação e a armadura longitudinal do pilar foi dobrada para fora do plano representado.

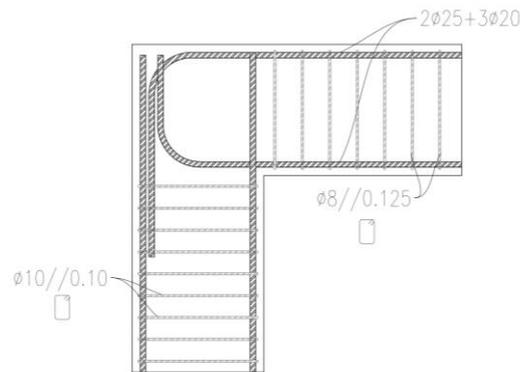


Figura 3.3 - Pormenorização de armaduras nos elementos adjacentes à ligação

### 3.3 Modelação do Comportamento dos Materiais

Neste subcapítulo, serão abordados os aspetos relevantes relacionados com o comportamento e a modelação da resposta dos materiais constituintes do elemento estrutural em estudo, com um foco especial no comportamento cíclico do aço e do betão.

O comportamento do betão sob compressão uniaxial num ensaio monotónico pode ser caracterizado pelo gráfico tensão-extensão ilustrado na Figura 3.4.

Nesse diagrama tensão-extensão, são evidentes os fenómenos característicos do comportamento deste material, como a redução de rigidez antes de alcançar valor máximo da tensão de compressão ( $f_c$ ), devido à fissuração por expansão lateral, e o subsequente troço descendente de amaciamento pós pico, até à rotura do material.

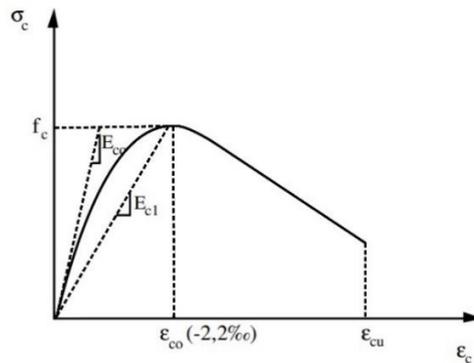


Figura 3.4 - Diagrama tensão-extensão do betão sob carregamento monotónico (adaptado de [35])

O comportamento após atingir a tensão máxima do betão é relevante para a avaliação da ductilidade do elemento. A taxa de degradação do betão pode ser caracterizada pela energia de compressão necessária para destruir completamente o provete ensaiado ( $G_c$ ) e é fortemente influenciada pela presença de armadura transversal de cintagem, que confere confinamento ao material. As cintas, ao impedirem a expansão lateral por efeito de Poisson, aumentam a capacidade de deformação axial do betão. Isto permite ao betão alcançar valores de extensão última muito superiores aos 3,5 ‰, definidos pelo EC2, sem redução significativa da capacidade resistente.

Em elementos de betão armado, o comportamento do betão entre armaduras e na zona de recobrimento são distintos, o que afeta o comportamento global do elemento. O betão de recobrimento, por não estar confinado, tem uma baixa capacidade de deformação após atingir o pico de resistência, o que resulta, na maioria dos casos, no destacamento deste betão quando os elementos são sujeitos a níveis de deslocamento elevados, como acontece durante a ocorrência de um sismo. Em elementos de betão armado sujeitos a flexão, o destacamento do betão de recobrimento não só reduz a zona em compressão, mas também diminui a altura da secção, influenciando a resistência, ductilidade e rigidez do elemento, podendo até alterar o modo de rotura, passando de uma rotura dúctil devido à cedência das armaduras para uma rotura frágil por esmagamento do betão comprimido.

Assim, para avaliar adequadamente a capacidade resistente e a ductilidade dos elementos de betão armado, é necessário distinguir o comportamento do betão não confinado (betão de recobrimento) do betão confinado (betão no interior das armaduras). Além disso, é essencial considerar a influência do grau de confinamento no comportamento do betão.

Diversos modelos teóricos descrevem a lei de comportamento do betão, incorporando o efeito do confinamento através de armadura de cintagem. Neste trabalho, foi utilizado o modelo de Kent e Park modificado [36], que é traduzido pelas expressões (29) e (30).

Para  $\varepsilon_c \leq 0,002 \times k$

$$\sigma_c = k \times f_c \times \left[ \frac{2 \times \varepsilon_c}{0,002 \times k} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0,002 \times k} \right)^2 \right] \quad (29)$$

Para  $\varepsilon_c > 0,002 \times k$

$$\sigma_c = k \times f_c \times [1 - Z_m \times (\varepsilon_c - 0,002 \times k)] \quad (30)$$

com um valor mínimo de  $0,2 \times k \times f_c$

onde:

$$k = 1 + \frac{\rho_y \times f_{sy}}{f_c} \quad (31)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29 \times f_c}{145 \times f_c - 1000} + \frac{3}{4} \times \rho_v \times \sqrt{\frac{h}{s}} - 0,002 \times k} \quad (32)$$

em que as variáveis têm os seguintes significados:

$\varepsilon_c$  – Extensão longitudinal no betão;

$\sigma_c$  – Tensão normal no betão (MPa);

$f_c$  – Resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

$f_{sy}$  – Tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

$\rho_v$  – Razão volumétrica da armadura transversal;

$h$  – Largura do núcleo cintado (por fora das armaduras transversais);

$s$  – Espaçamento das armaduras transversais.

No âmbito deste estudo, pretende-se modelar o comportamento do betão confinado no interior dos elementos estruturais e o eventual destacamento do recobrimento. Para o betão não confinado (recobrimento), a tensão residual de  $0,2 \times k \times f_c$ , proposta pelos autores não foi considerada, uma vez que, na maioria dos casos, o betão é delaminado e deixa de contribuir para a constituição do elemento estrutural. A representação dos gráficos tensão-extensão de provetes de betão confinado e betão não confinado, obtidos através do modelo de kent e park modificado, pode ser observada na Figura 3.5. Estes gráficos correspondem a um betão com resistência à compressão de 20 MPa.

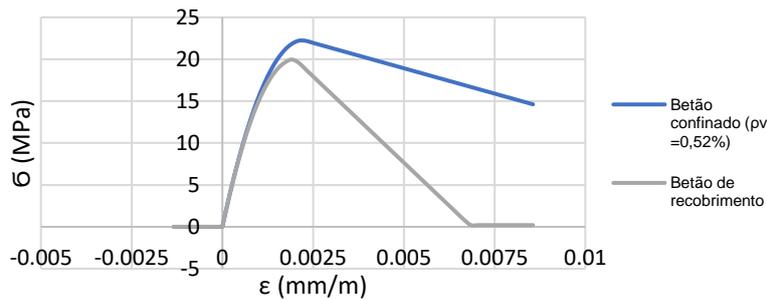


Figura 3.5 - Modelo de Kent e Park modificado para o diagrama de tensão-extensão de betão confinado e betão de recobrimento.

O comportamento do betão, sob ações cíclicas, é ilustrado na Figura 3.6. Comparado com o aço, a influência da lei constitutiva do betão no comportamento cíclico de elementos de betão armado é menos significativa. No entanto, constata-se que a envolvente monotónica condiciona de certo modo o comportamento do elemento (ou secção). Alterações nos caminhos de carga e descarga, por outro lado, têm um impacto pouco significativo na resposta do elemento estrutural. Portanto, não se considerou necessária a utilização de modelos muito sofisticados para representar o comportamento cíclico do betão, devendo-se, no entanto, ter algum cuidado com a definição da sua envolvente.

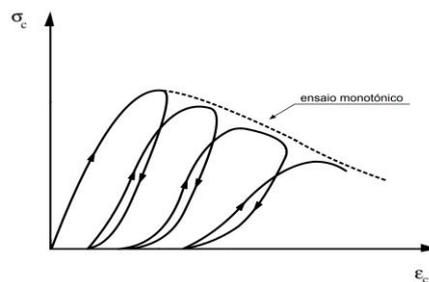


Figura 3.6 - Diagrama tensões-extensões do betão sob cargas cíclicas (adaptado de [37])

O software EvalS utiliza leis constitutivas dos materiais definidas a partir da associação de componentes reológicas simples. Isto atribui uma correspondência física à lei, evitando que esta seja apenas uma lei matemática. Ferreira [34], através da associação de componentes reológicas e molas, em paralelo e em série, definiu as leis genéricas para os comportamentos histeréticos de cada material (ver Figura 3.7).

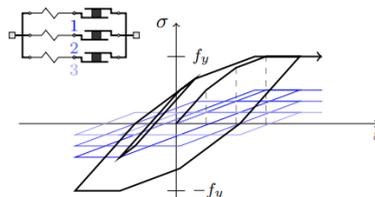


Figura 3.7 - Lei de comportamento cíclico de um material definida pela associação de três elementos (mola+plástico) em paralelo [34]

A lei de comportamento hysterético do betão utilizada neste estudo foi, portanto, definida através de componentes reológicas de modo que a envolvente apresentada correspondesse à lei de comportamento monotónico do betão definida pelo modelo de Kent e Park Modificado.

Este software incorpora ainda a lei que define o efeito de *compression softening*, definido pela equação (33), proposta por Vecchio e Collins [9], em que  $\epsilon_1$  é a extensão principal máxima.

$$\eta_\epsilon = \frac{1}{a + b \epsilon_1} \leq 1 \quad (33)$$

A resistência à tração do betão foi desprezada uma vez que se trata de um valor reduzido e apresenta um comportamento de natureza frágil. Esta hipótese simplifica a análise sem prejudicar o comportamento global do elemento.

Como mencionado anteriormente, o comportamento de elementos estruturais de betão armado após a fendilhação do betão é fortemente influenciado pelo comportamento das armaduras. Portanto, a relação constitutiva das armaduras desempenha um papel preponderante na modelação precisa do comportamento de uma secção de betão armado, quando submetida a carregamentos repetidos e alternados [35].

O comportamento característico dos varões de aço quando submetidos a carregamentos cíclicos está esquematicamente representado na Figura 3.8.

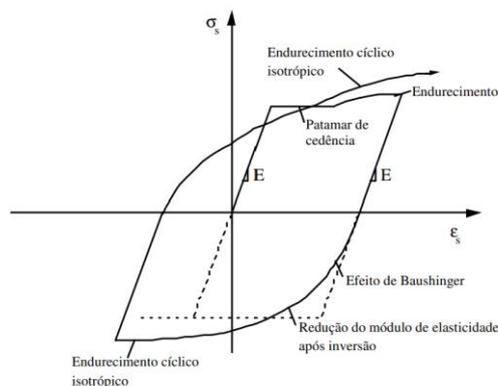


Figura 3.8 - Características principais do comportamento hysterético do aço [35]

O comportamento hysterético do aço difere significativamente do comportamento observado em ensaios monotónicos devido ao efeito de Baushinger, que resulta num diagrama não linear para tensões inferiores às tensões limite iniciais. Este efeito ocorre quando um varão é tracionado até atingir a fase de endurecimento durante a carga. A caracterização adequada do efeito de Baushinger, é revelante na análise de estruturas sujeitas a ações cíclicas uma vez que reduz a dissipação hysterética de energia em comparação com o comportamento elasto-plástico.

É de salientar que considerar um comportamento similar dos varões de aço em tração e em compressão não tem em conta o problema da sua eventual encurvadura dos varões comprimidos.

Este fenômeno, agravado pelo efeito de Baushinger, pode afetar não apenas a capacidade resistente dos elementos, mas também a sua ductilidade.

Neste estudo, assim como para o betão, foi utilizada a lei de comportamento histerético do aço proposta pelo EvalS, definida através da associação de componentes reológicas onde os parâmetros introduzidos são:

- $E$  – Módulo de elasticidade
- $f_y$  – Tensão de cedência
- $N_j$  – número de elementos em paralelo
- $\alpha_s$  – percentagem de descarga linear
- $\Delta\epsilon_s$  – variação de extensão para se atingir a extensão máxima

Ferreira [34] comparou um ensaio cíclico de um provete de aço com os resultados obtidos por aplicação do modelo mencionado. Os resultados estão ilustrados na Figura 3.9, onde a preto está representado o ensaio experimental e a vermelho os resultados da aplicação do modelo.

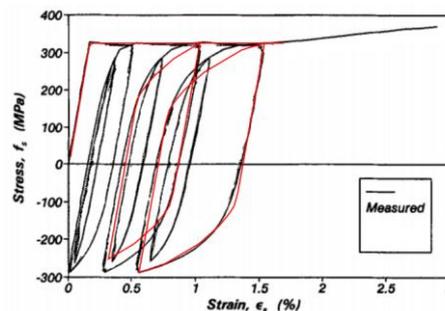


Figura 3.9 - Comparação entre modelo e ensaio cíclico

Para obter estes resultados, os parâmetros da lei utilizados por Ferreira foram  $E=200$  GPa,  $f_y=325$  MPa,  $N_j=20$ ,  $\alpha_s=0,6$  e  $\Delta\epsilon_s=7,5$  mm/m. Devido à boa correspondência com o ensaio experimental, estes mesmos parâmetros foram usados neste estudo, ajustando apenas a tensão de cedência do aço.

A aderência entre os varões de aço e o betão constitui um aspeto crucial para a transferência eficaz das tensões entre os dois materiais. Em casos correntes de dimensionamento de elementos de betão armado, quando é assegurado um comprimento de amarração adequado assume-se que os dois materiais, betão e aço, têm uma aderência perfeita entre si. No contexto deste estudo, que visa simular o comportamento não linear do betão armado, a consideração da aderência no modelo é essencial para obter distribuições de tensões mais realistas.

Para além de influenciar a distribuição de tensões no interior do elemento, quando a tensão de aderência entre a armadura e o betão atinge o seu valor máximo, ocorre um escorregamento que

introduz uma flexibilidade adicional na estrutura. Este fenómeno desempenha um papel importante ao mobilizar as trações nas armaduras, mas também para ao condicionar a deformação na zona comprimida.

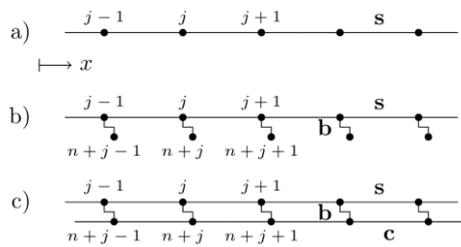


Figura 3.10 – Esquema da aplicação do elemento finito 0D para simulação da aderência. a) Apenas aço “s”; b) aço e aderência “b”; e c) aço + aderência + betão “c” (adaptado de [34])

O software EvalS incorpora uma formulação que integra a deformabilidade associada à aderência dos varões. Neste software, por cada nó de elementos unidimensionais (armadura) coincidentes com os elementos finitos que simulam o betão, é gerado um nó adicional, com as mesmas coordenadas. Estes dois nós são ligados através de uma mola (0D) que simula a aderência/escorregamento das armaduras (ver Figura 3.10). Através desta metodologia, no desenvolvimento deste estudo, foi utilizada uma relação de aderência rígido-plástica para a simulação do comportamento real de interação entre os varões de aço e o betão.

### 3.4 Análise de Ligações Pilar/Viga

Neste capítulo, são analisados separadamente os efeitos das leis de comportamento dos materiais e a sua influência na resposta da ligação pilar/viga em estudo.

De acordo com as conclusões de Chaves [38], a influência do esforço transversal no comportamento de uma ligação pilar/viga com esta configuração não conduz a conclusões distintas do caso em que se considera apenas o momento fletor. Portanto, nesta fase do estudo, a região da ligação foi submetida apenas a momento fletor, simplificando assim a interpretação dos resultados.

O resumo das pormenorizações de armaduras utilizadas nos estudos descritos nos subcapítulos seguintes está representado na Figura 3.11.

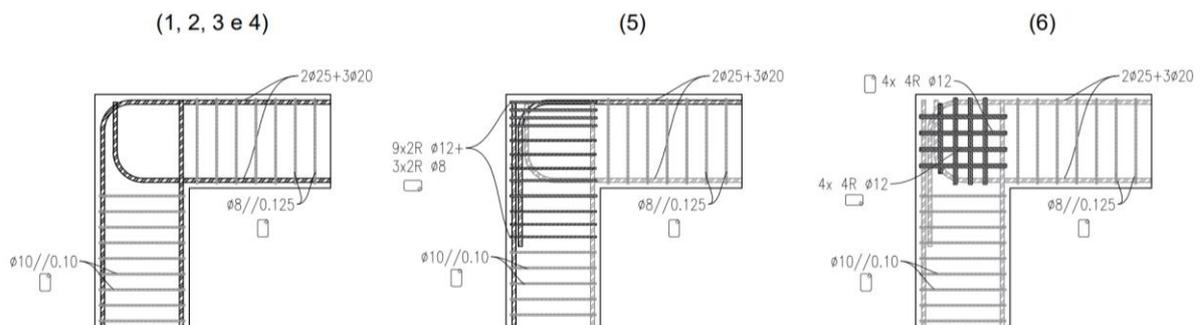


Figura 3.11 – Pormenorizações estudadas

A Tabela 1 sumariza os valores atribuídos às variáveis utilizadas em cada estudo. As variáveis consideradas são: G (energia de compressão),  $f_{cd}$  (valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão), parâmetros 'a' e 'b' da lei de *Compression softening* e  $f_{bd}$  (valor de cálculo da tensão de aderência).

Tabela 1 – Variáveis consideradas

Estudo		1	2	3	4	5	6
Betão de recobrimento	G (Mpa.mm)	$\infty$	25	150	$\infty$	$\infty$	$\infty$
	$f_{cd}$ (Mpa)	20	20	20	20	20	20
Betão interior (pilar e viga)	G (Mpa.mm)	$\infty$	$\infty$	150	$\infty$	$\infty$	$\infty$
	$f_{cd}$ (Mpa)	20	20	20	20	20	20
Betão interior (ligação)	G (Mpa.mm)	$\infty$	$\infty$	150	$\infty$	$\infty$	$\infty$
	$f_{cd}$ (Mpa)	20	20	20	20	20	26
Compression softening	a	0	0	0	0.8	0	0
	b	1	1	1	154,5	1	1
$f_{bd}$ (Mpa)	As <sup>+</sup>	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	2,0	2,0
	As <sup>-</sup>	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	1,33	1,33

### 3.4.1 Estudo 1 - Modelo simples

Como termo de comparação, neste estudo inicial é analisado o comportamento da ligação pilar/viga antes da introdução das variáveis em estudo. Nesta análise, adota-se um modelo simplificado, com a pormenorização ilustrada na Figura 3.12, onde se assume a continuidade da armadura superior da viga para o pilar e aderência perfeita entre os varões de aço e o betão. Admitiu-se ainda que o betão utilizado apresenta um comportamento sem amaciamento após atingir a tensão de pico.

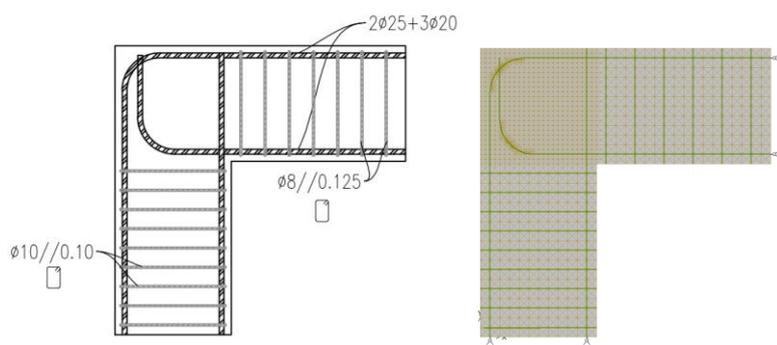


Figura 3.12 - Pormenorização (à esquerda) e modelo (à direita) utilizados

Dado que neste modelo não foram introduzidas quaisquer fontes de degradação de resistência, é esperado que o mesmo atinja o momento fletor de dimensionamento em ambas as situações, momento de abertura e momento de fecho. Antecipa-se a formação de rótulas plásticas no pilar e na viga, e um comportamento global dúctil na resposta da estrutura.

Para a pormenorização adotada obteve-se os caminhos de carga e deformada ilustrados na Figura 3.13.

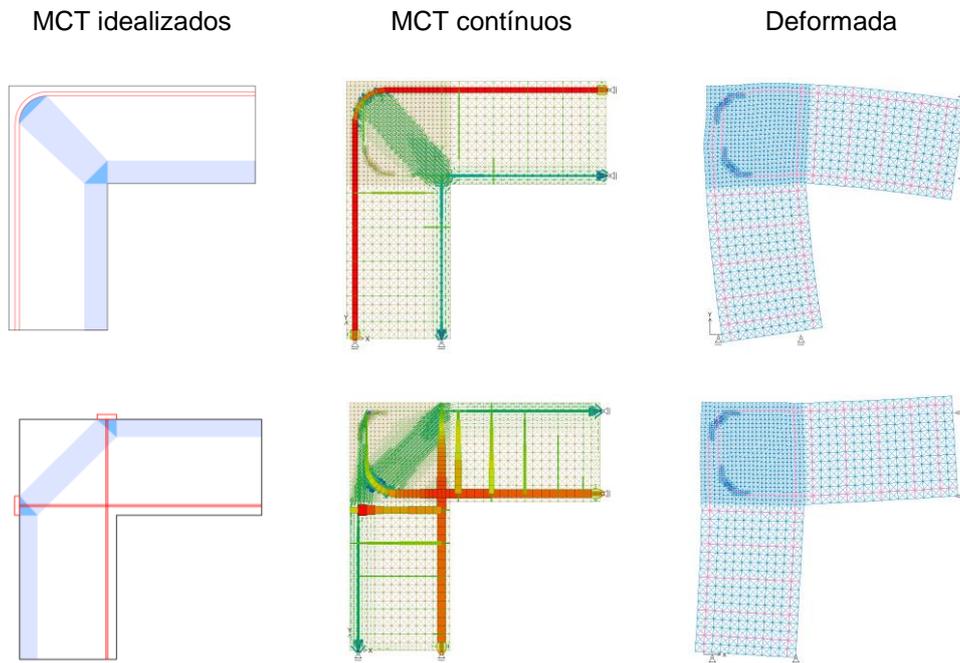


Figura 3.13 – Comparação entre modelos idealizados e resultados obtidos

O modelo de elementos finitos demonstra uma distribuição das tensões de compressão próxima da esperada, resultando a formação de rótulas plásticas tanto na viga como no pilar, quando submetida a momento de abertura e momento de fecho.

Nos gráficos ilustrados na Figura 3.14 e Figura 3.15, é possível observar o comportamento da ligação ao longo dos ensaios realizados. Quando submetida a momento de fecho, a ligação atinge o momento resistente máximo estimado para a viga e para o pilar, concentrando toda a deformação plástica fora da zona da ligação. O gráfico mostra um aumento do momento fletor com uma rigidez constante até à cedência das armaduras, seguido por um patamar perfeitamente plástico.

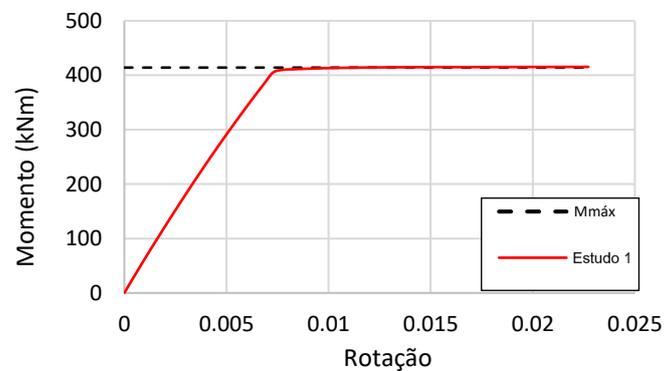


Figura 3.14 - Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho (estudo 1)

Quando submetida a momento de abertura, os elementos adjacentes à ligação não atingem o momento resistente estimado, apresentando um fator de eficiência de 0,9. Após a análise dos resultados, é evidente que existe a formação da rótula plástica no pilar e na viga, sem que o interior da ligação tenha condicionado a transferência das tensões.

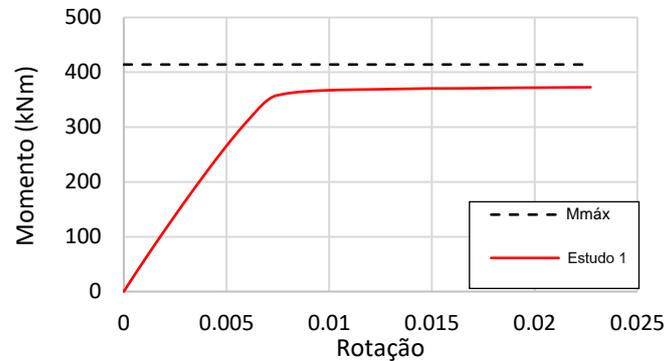


Figura 3.15 - Gráfico Momento-Rotação para momento de abertura (estudo 1)

Ao analisar o caminho das tensões de compressão, verifica-se que, apesar de se ter admitido que o modelo simplificado apresentado anteriormente é adequado para caracterizar a transmissão de tensões dentro da ligação, desde que se garanta um comprimento amarração suficiente para as armaduras tracionadas, na realidade, a pormenorização adotada requer a criação de um mecanismo secundário de desvio das compressões antes de chegar à armadura principal, como ilustrado na Figura 3.16.

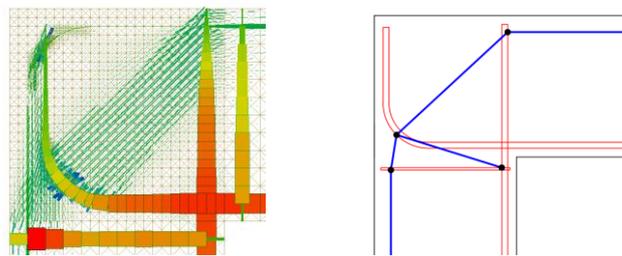


Figura 3.16 - Desvio do campo de compressões devido à dobra da armadura de flexão da viga

Este mecanismo resulta numa pequena redução do braço do binário entre forças internas, o que leva à redução da capacidade resistente do elemento e a uma resposta ligeiramente menos rígida da ligação, quando sujeita a este tipo de carregamento.

É importante salientar que, em casos em que seja adotada uma pormenorização em que os varões da armadura longitudinal do pilar sejam dobrados no plano, este efeito será amplificado, resultando em fatores de eficiência ainda mais reduzidos.

### 3.4.2 Estudo 2 - Betão de recobrimento

Conforme mencionado anteriormente, a degradação do betão de recobrimento influencia o comportamento das ligações pilar/viga e, por isso, o seu efeito deve ser considerado na modelação

destas regiões. Nesta fase do estudo, com o propósito de avaliar a influência deste fator na resposta do elemento estrutural em questão, considerou-se que o betão no interior da ligação, como no interior das cintas e estribos, comporta-se como betão confinado, apresentando um comportamento sem amaciamento pós pico. A lei de comportamento para o betão de recobrimento foi definida através do modelo de Kent e Park modificado.

Os elementos finitos que simulam o betão, em particular os que simulam o betão de recobrimento, não conseguem desviar o campo de compressões dado que a resistência à tração do betão é desprezada. Para simular de forma explícita o efeito do esmagamento do betão de recobrimento e evitar a instabilidade numérica local do modelo, prolongou-se a armadura transversal até à superfície do elemento.

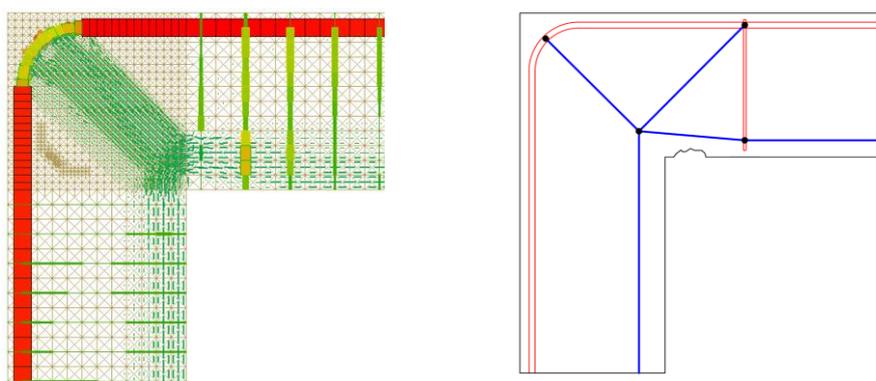


Figura 3.17 - Modelos de campos de tensões (à esquerda) e modelo de escoras e tirantes (à direita) para o estudo 2 – momento de fecho

A análise da ligação sujeita a momento de fecho, com recurso ao método dos elementos finitos, revelou o esmagamento do betão na face inferior da viga. Ao alterar o caminho das tensões (ver Figura 3.17), este fenómeno é responsável por uma redução considerável da resistência deste elemento, como demonstrado no gráfico Momento-Rotação ilustrado na Figura 3.18, onde o “estudo 2” corresponde à análise realizada para o estudo deste fenómeno sem ser considerada a influência da armadura de compressão e o acréscimo de tensão máxima resistente do betão confinado, na resposta do elemento.

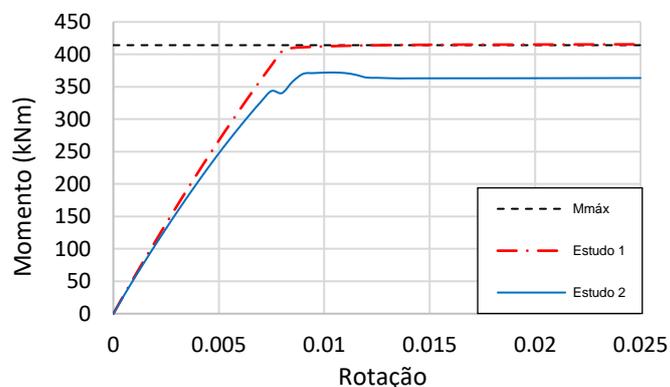


Figura 3.18 – Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho (estudo 2)

Nas mesmas condições, quando submetida a momento de abertura, a ligação apresentou uma degradação notória da sua resistência, observável na Figura 3.19.

O esmagamento do betão de recobrimento na face superior da viga resultou num desvio do campo de compressões, criando um mecanismo secundário de transferência de tensões, semelhante ao que já ocorria na face esquerda do pilar devido à pormenorização adotada para a armadura da viga. Neste caso, a redução do braço do binário entre forças internas foi o suficiente para induzir a cedência das armaduras.

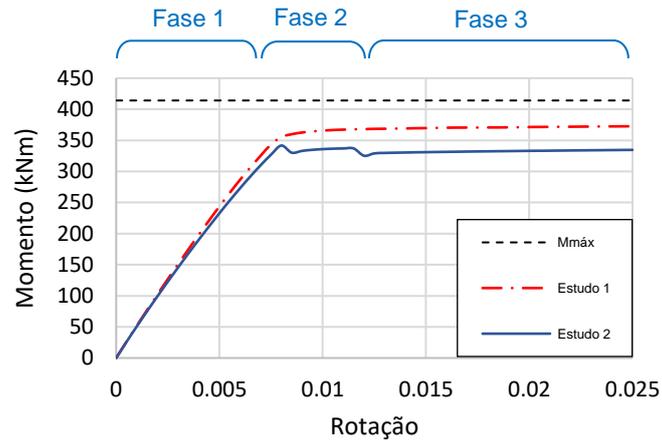


Figura 3.19 – Gráfico Momento-Rotação para momento de abertura (estudo 2)

Para níveis de rotação mais acentuados, constatou-se também o esmagamento do betão de recobrimento na face comprimida do pilar. Para uma compreensão mais detalhada dos fenómenos envolvidos, subdividiu-se o comportamento da ligação em três fases.

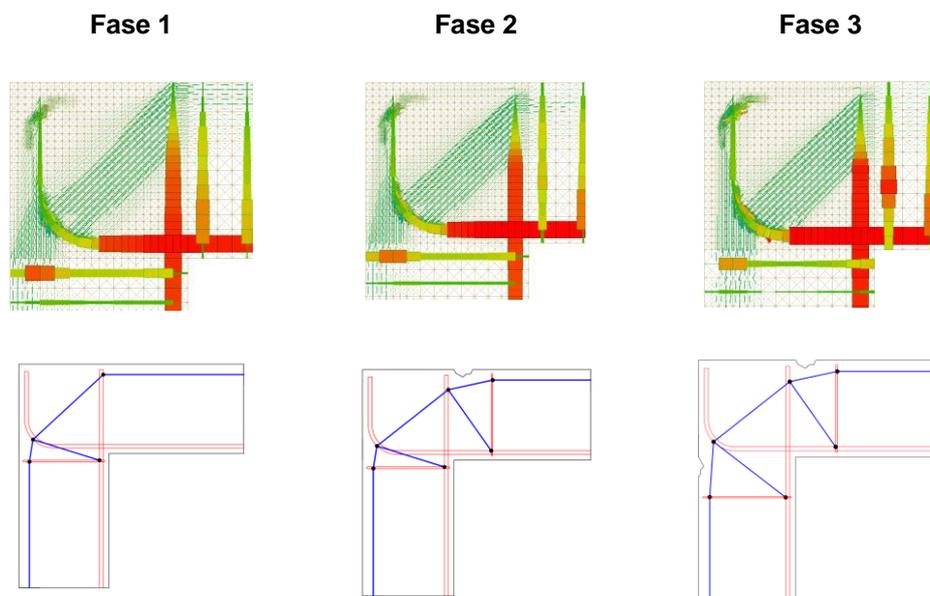


Figura 3.20 – Modelos de campos de tensões contínuos (em cima) e modelo de escoras e tirantes (em baixo) para estudo 2 – momento de abertura

. A direção das tensões e modelo de escoras e tirantes correspondente a cada fase estão ilustrados na Figura 3.20, onde na fase 1 se observa o mecanismo de resistência inicial, na fase 2, a adaptação deste mecanismo ao esmagamento do betão de recobrimento na face superior da viga e na fase 3, uma nova alteração devido ao esmagamento do betão de recobrimento na face do pilar.

No entanto, a ligação em análise prevê a adoção de uma quantidade considerável de armadura nas regiões da viga e do pilar que se encontram comprimidas. A adoção desta armadura minimiza a influência do esmagamento do betão de recobrimento na resposta do elemento, uma vez que impede uma alteração significativa da posição da linha neutra no momento da ocorrência deste fenómeno.

### 3.4.3 Estudo 3 e 4 - Degradação da resistência do betão

A degradação de resistência do betão afeta a resistência e ductilidade dos elementos de betão armado. Por esta razão, neste subcapítulo é analisada a influência da degradação da resistência pós pico do betão no interior do elemento em ensaios monotónicos.

Inicialmente, o betão no interior do elemento foi definido com uma lei tensão-extensão com amaciamento pós pico. Como resultado, em zonas da ligação onde seja atingida a tensão de compressão máxima resistente, ocorre uma degradação do material e conseqüentemente da estrutura. O material aço não apresenta diminuição da resistência.

Numa segunda fase deste estudo, analisou-se a influência da degradação de resistência que resulta da presença de fissuração, medida por extensões transversais positivas, nos campos de compressão (*compression softening*). Para caracterizar este efeito, utilizaram-se os parâmetros  $a=0.8$  e  $b=154.5$ , valores correspondentes à expressão proposta por Vecchio e Collins, para betões com extensão de pico de 2,2 mm/m, valor de referência do EC2.

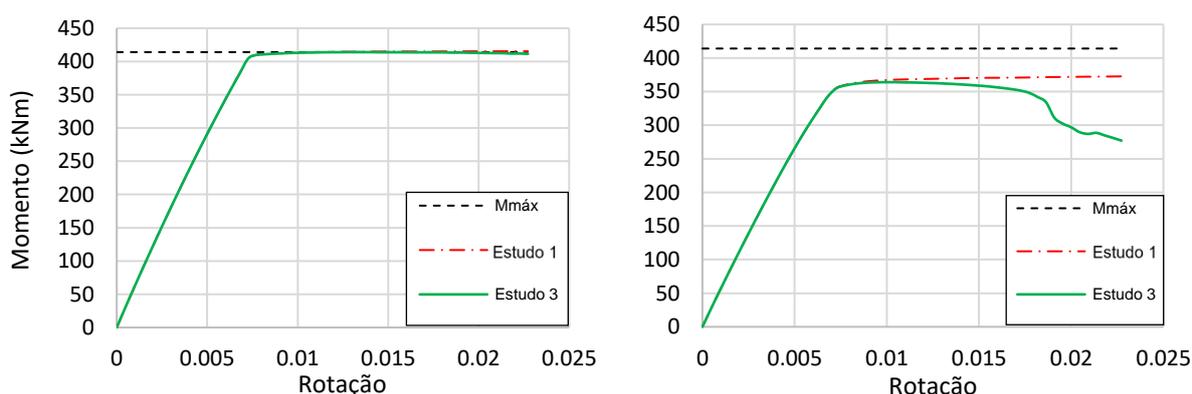


Figura 3.21 - Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho à esquerda e momento de abertura à direita (estudo 3)

A resposta da estrutura, considerando a redução da tensão resistente devido ao esmagamento do betão no interior da ligação, demonstrou um comportamento global dúctil. Apenas quando sujeita a momento de abertura, o betão atingiu a tensão de compressão máxima no interior

da ligação, revelando alguma degradação do betão para níveis de rotação após a cedência das armaduras (ver Figura 3.21). A taxa de degradação depende da energia de fratura definida na lei tensão-extensão do material, que é ajustada de acordo com o nível de confinamento a que o betão está sujeito.

O desvio concentrado das compressões (quando sujeita a *momento de abertura*) através da armadura de flexão do pilar e da viga resulta na formação de uma escora diagonal. O modelo de elementos finitos reflete que esta pormenorização leva a tensões de compressão elevadas na zona da escora diagonal, levando à degradação do comportamento da ligação, tal como observado por outros autores em estudos experimentais.

Quando sujeito a momento de fecho, a adoção do raio de dobragem da armadura proposto pelo EC2 permite a formação de uma escora larga onde a tensão atuante não atinge a capacidade resistente máxima do betão.

Ao introduzir o efeito da degradação de resistência resultante da presença de fissuração nos campos de compressão, os resultados obtidos alteram-se drasticamente, evidenciando uma rotura frágil em ambos os casos. Estes resultados estão representados na Figura 3.22.

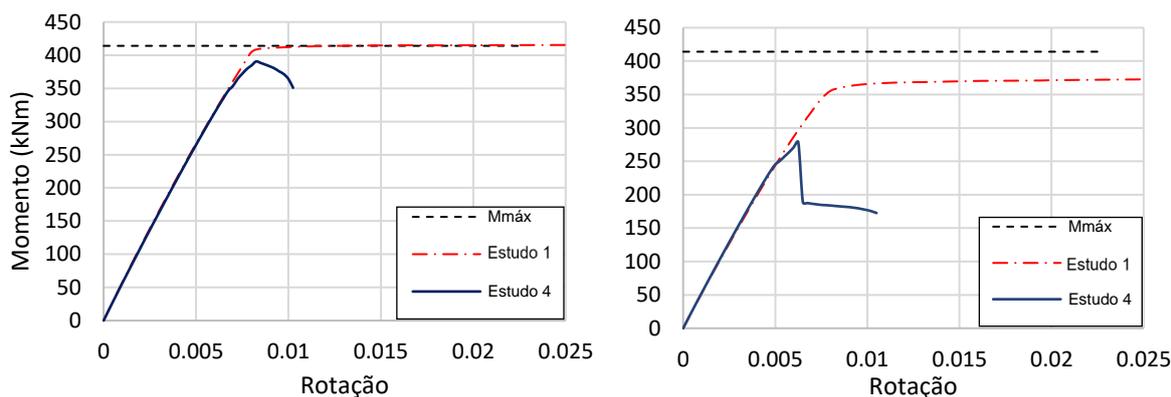


Figura 3.22 – Gráfico Momento-Rotação para momento de fecho à esquerda e momento de abertura à direita (estudo 4)

Tal como observado por vários autores em ensaios de ligações sem armadura no seu interior, o modelo reflete que, quando sujeita a momento de fecho, a ligação permite a mobilização da resistência total dos elementos adjacentes, no entanto, não confere à estrutura um comportamento dúctil e capacidade de dissipação de energia, um comportamento inadequado em estruturas sísmo-resistentes.

A Figura 3.23 compara o efeito do *compression softening* na ligação (ilustrado pela cor avermelhada nos elementos finitos) sujeita a momento de fecho (Figura 3.23 (a) e (b) ) com o padrão de fissuração obtido por Wang H. et al.[39] em ensaios que visaram estudar a influência do raio de dobragem da armadura em ligações não reforçadas (Figura 3.23 (c)). Os resultados do provete apresentado correspondem à adoção de um raio de dobragem semelhante ao utilizado no caso em estudo.

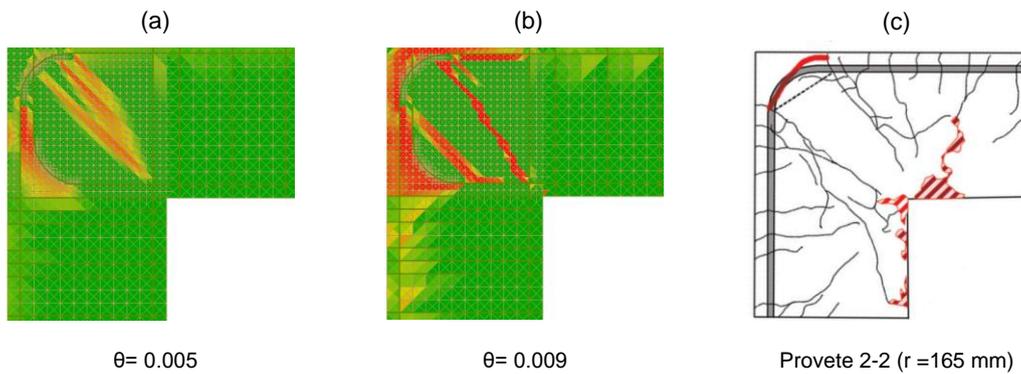


Figura 3.23 – Comparação do estudo 4 – momento de fecho, com resultados experimentais (Compression softening – padrão de fendilhação[39])

Quando sujeita a momento de abertura, a ligação apresenta um modo de rotura, de natureza fragil, previsto e observado por Nilsson et al. [17] para ligações sem armadura no seu interior, designado por “*diagonal tension crack failure*”. A concentração de extensões transversais à direção do campo de compressões na ligação ocorre devido às tensões de tração geradas pelo momento fletor atuante, que não são equilibradas pela armadura de flexão. A Figura 3.24 compara o efeito do *compression softening* na ligação sujeita a momento de abertura (Figura 3.24 (a) e (b)) com o modelo idealizado por Nilsson et al. [17] para justificar a ocorrência do modo de rotura mencionado (Figura 3.24 (c)).

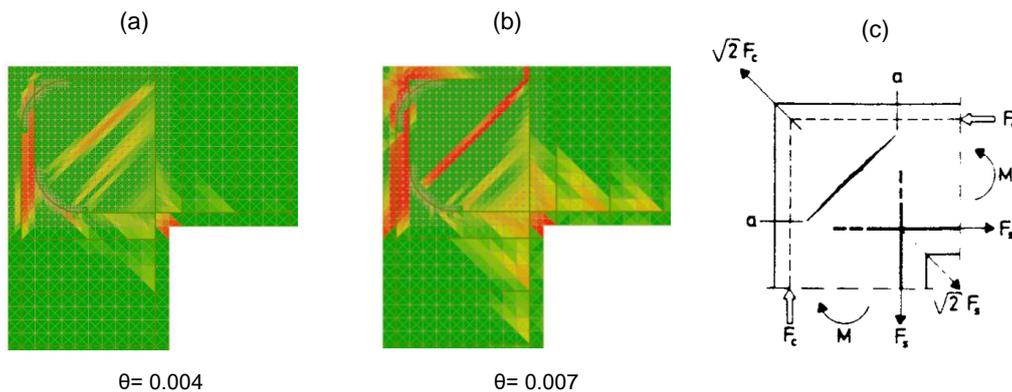


Figura 3.24 - Comparação do estudo 4 – momento de abertura, com resultados experimentais (Compression softening – padrão de fendilhação[17])

Qualitativamente, em ambos os casos (momento de fecho e de abertura), observou-se que o modelo apresentou uma correspondência satisfatória com os fenómenos observados experimentalmente, no entanto, uma análise mais detalhada desta comparação será conduzida na secção 3.5 deste trabalho. O comportamento da ligação no decorrer do estudo 4 destaca a importância de considerar o efeito da fendilhação nos campos de compressão durante a análise das ligações pilar/viga, dado que a sua influência no comportamento global é significativa.

### 3.4.4 Estudo 5 e 6 - Aderência aço/betão

No estudo da influência da aderência entre o betão e os varões de aço na ligação, utilizou-se a pormenorização de armaduras originalmente mencionada neste estudo e ilustrada na *Figura 3.3*. Esta pormenorização contempla o empalme da armadura superior da viga no interior da ligação. A tensão de rotura de aderência  $f_{bd}$  e o comprimento de amarração de referência  $l_{b,rqd}$ , foram calculados através das equações (34) e (35), propostas pelo EC2.

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times \frac{2}{1,5} = 3 \text{ MPa} \quad (34)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\theta}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{435}{3} = 725 \text{ mm} \quad (35)$$

Em que:

$f_{ctd}$  – valor de cálculo da resistência do betão à tração

$\eta_1$  – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem

$\eta_2$  – coeficiente relacionado com o diâmetro do varão

$\theta$  – diâmetro do varão

$\sigma_{sd}$  – tensão cedência de calculo da armadura

Ao calcular o comprimento de sobreposição através da equação (36), admitiu-se  $\alpha_1=0,7$  e  $\alpha_6=1,5$ , considerando a dobragem das armaduras e o facto mais de metade dos varões serem emendados na mesma secção. Os restantes coeficientes não se aplicam ou assumem valor de 1.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} = 0,7 \times 1,5 \times 725 = 761,3 \text{ mm} \quad (36)$$

O EC8 estabelece que o comprimento de amarração de armaduras em estruturas sujeitas à ação sísmica deve ser aumentado por um fator de 1,5 para considerar a degradação da aderência nessas situações. O comprimento de sobreposição adotado foi 1142 mm.

Na *Figura 3.25* encontra-se representada a pormenorização de armaduras adotada para o estudo da ligação sujeita a momento de fecho. A armadura transversal disposta ao longo do comprimento de emenda tem a função de equilibrar as tensões de tração que surgem no mecanismo de transferência de tensões entre varões. Esta armadura foi determinada de acordo com a metodologia proposta pelo MC2010.

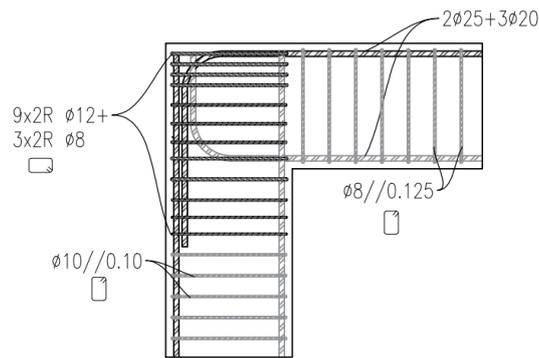


Figura 3.25 – Pormenorização de armaduras utilizada no estudo 5

No modelo de elementos finitos, considerou-se a tensão de aderência calculada através de equação (34) proposta pelo EC2. Esta tensão de aderência foi afetada pelo coeficiente  $\alpha_6=1,5$  para ter em conta a redução de aderência devido ao empalme de mais de 50% da armadura total, e novamente reduzida por um fator de 1,5 para considerar a degradação da aderência em elementos expostos a ações cíclicas (como proposto pelo EC8), resultando numa tensão de aderência de  $f_b=1,33$  MPa. Nas zonas curvas, onde as armaduras estão sujeitas a forças elevadas de compressão transversal que aumentam o atrito entre os varões e o betão, a tensão de aderência foi afetada pelo fator  $\alpha_5 = 0,7$  admitindo uma tensão de compressão transversal em estado limite último de 20 MPa. Isto resulta na adoção de  $f_b= 1,9$  MPa.

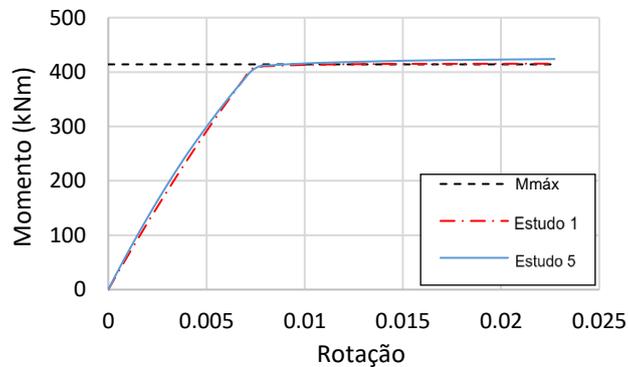


Figura 3.26 - Gráfico Momento-Rotação (estudo 5)

Pela análise do comportamento da ligação, representado no gráfico Momento-Rotação da Figura 3.26, conclui-se que o comprimento de sobreposição adotado é suficiente para assegurar a transferência das tensões entre os varões, uma vez que a totalidade da força na armadura foi mobilizada. Ao examinar os resultados ilustrados na Figura 3.27, observa-se uma maior solicitação das armaduras transversais no topo da ligação, devido às tensões de compressão elevadas resultantes da dobragem da armadura longitudinal do pilar para fora do plano. Este fenómeno indica que, a adoção de uma maior concentração de armadura na região da dobra da armadura irá garantir uma melhor transferência de tensões entre os varões.

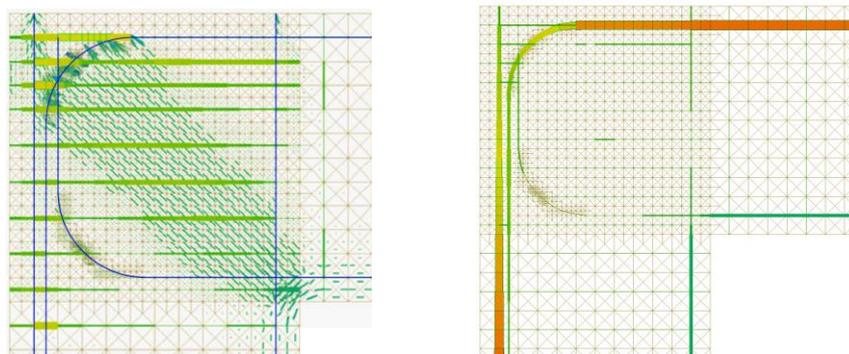


Figura 3.27 – Modelo de campos de tensões contínuo à esquerda e centro, e força nas armaduras à direita (estudo 5)

Quando sujeita a momento de abertura, adotando a pormenorização de armaduras ilustrada na Figura 3.25, a ligação deve garantir o desvio do campo de compressões na face superior da viga e na face esquerda do pilar, através de um campo de compressões concentrado na diagonal da ligação. Este campo de compressões deverá ser desviado pela parte da armadura que passa dentro da largura da escora. Com a tensão de aderência limitada a 2,86 MPa na zona de amarração curva e admitindo a largura aproximada da linha neutra de 150 mm, a força máxima mobilizável na armadura pelo mecanismo de escora diagonal corresponde a  $F_b = \pi \times \varnothing \times f_{bd} \times \chi_{LN} = 148,25 \text{ kN}$ , o que corresponde a um momento resistente de aproximadamente 74,13 kNm. Neste caso, a adoção de um mecanismo secundário como o modelo de treliça ilustrado na Figura 3.28, mencionado anteriormente, permite equilibrar a restante força atuante através da utilização de cintas e estribos.

É importante relembrar que o EC8 prevê a necessidade de adotar este tipo de armadura no interior de ligações pilar/viga, embora não exista um cálculo explícito baseado num modelo concreto para tal. Neste contexto, pretende-se validar esta abordagem de cálculo através da combinação dos dois modelos apresentados.

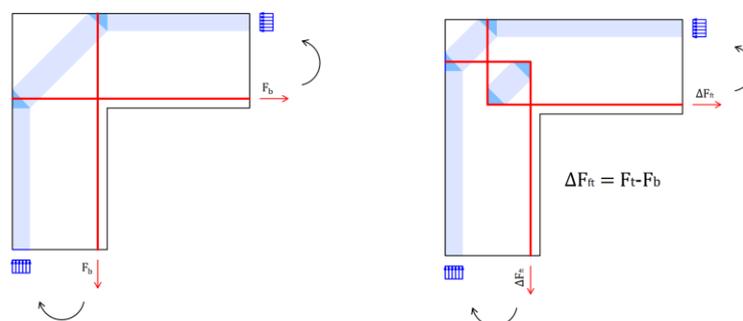


Figura 3.28 – Modelo de campos de tensões discreto proposto

A força de tração instalada nas armaduras quando estas entram em cedência  $F_t$  ( $3\varnothing 20 + 2\varnothing 25$ ) totaliza 836,6 kN. Dado que a força mobilizada por aderência é  $F_b = 148,25 \text{ kN}$ , a diferença ( $\Delta F_t = 688,35 \text{ kN}$ ) será equilibrada pela armadura distribuída no interior da ligação. A pormenorização

adotada para o desvio do campo de compressões através do modelo de treliça contempla a adoção de 16 ramos de estribos e cintas distribuídas no interior da ligação.

$$A_s = \frac{\Delta F_t}{4 \times 4 \times f_{yd}} = \frac{688,35}{4 \times 4 \times 43,5} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad (37)$$

Com base no resultado do cálculo da quantidade de armadura necessária, explicito na equação (37), optou-se pela utilização de 16 ramos de estribos e cintas com diâmetro de 12 mm, com a pormenorização ilustrada na Figura 3.29.

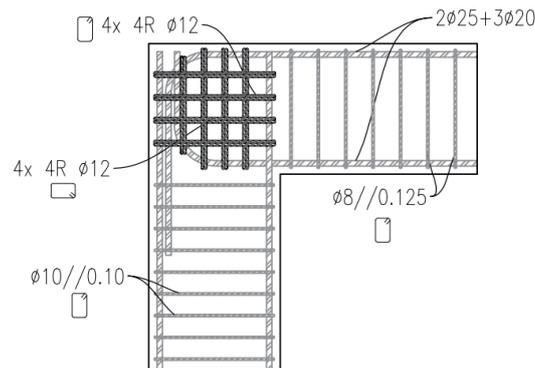


Figura 3.29 – Pormenorização de armaduras utilizada no estudo 6

Observando o comportamento da ligação, através do gráfico momento-rotação ilustrado na Figura 3.30, verifica-se uma melhoria substancial do comportamento da ligação, onde através da adoção de armadura no interior da ligação foi possível atingir o momento resistente total (fator de eficiência = 1). Esta alteração em relação aos resultados do estudo 1 é justificada pela alteração do caminho das compressões na zona do pilar.

Ao analisar os modelos de campos de tensões contínuos ilustrados na Figura 3.31, verifica-se que a armadura no interior da ligação permite que as compressões sejam desviadas para a zona da dobra da armadura de flexão da viga sem redução do braço entre forças internas, ao contrário do modelo utilizado no estudo 1, em que a única armadura horizontal disponível para o desvio do campo de compressões eram as cintas do pilar, que devido à sua posição, implicava que o desvio das compressões resultasse numa redução de braço.

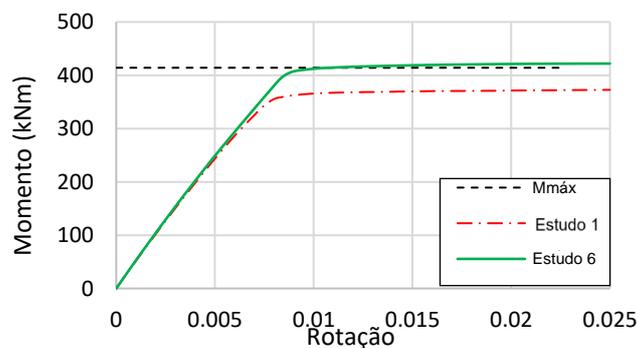


Figura 3.30 - Gráfico Momento-Rotação (estudo 6)

Com base nos resultados obtidos verifica-se que o modelo de campos de tensões discreto utilizado que combina o modelo de escora diagonal com o modelo de treliça, revela uma boa correspondência com o modelo de campos de tensões contínuos. O equilíbrio da força de tração  $\Delta F_t$  foi assegurado pelas cintas e estribos distribuídos pelo interior da ligação o que permitiu não só a mobilização do momento resistente total, mas também uma dispersão do campo de compressões o que resulta em níveis de tensão mais baixos no interior da ligação.

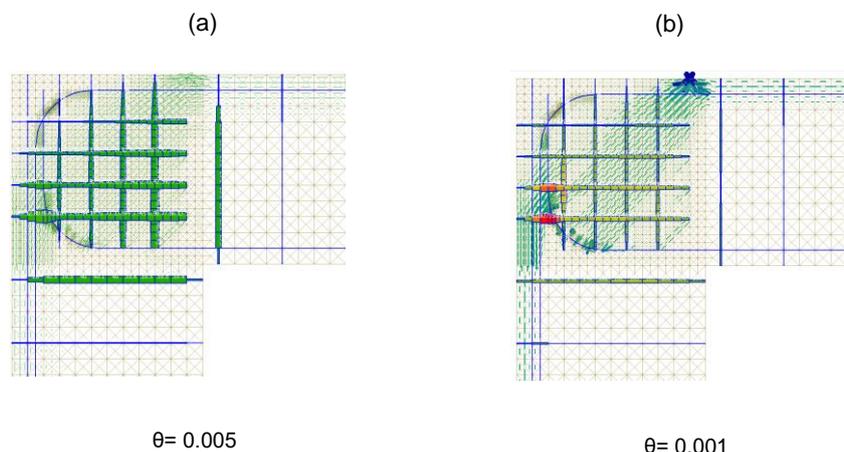


Figura 3.31 – Modelos de campos de tensões contínuos (estudo 6)

Verificou-se, ainda, que a adoção desta armadura no interior da ligação permite que a transmissão da força de tração na armadura de flexão ocorra logo à entrada da ligação, reduzindo a penetração da cedência das armaduras no seu interior. Ao alcançar este resultado, a ligação estará sujeita a um nível menos elevado de extensões de tração, permitindo uma maior eficácia na transmissão das tensões de compressão. Isto melhora também a aderência entre os varões e o betão nesta região.

### 3.5 Comparação com resultados experimentais

Neste capítulo pretende-se validar os modelos utilizados e perceber de que forma os parâmetros definidos refletem o comportamento real dos elementos estruturais.

Na universidade de Hong Kong, S. Mogili e J. S. Kuang [26] conduziram uma campanha de ensaios de ligações pilar/viga de cobertura de extremidade. A configuração geral do ensaio está apresentada na Figura 3.32.

A configuração de ensaio utilizada testa a ligação na posição horizontal, e o deslocamento/força é imposto através de um atuador conectado às extremidades da viga e do pilar. As condições de fronteira necessárias são aplicadas no ensaio para simular o comportamento real de uma ligação pilar/viga de extremidade de cobertura, integrada numa estrutura em pórtico. As extremidades do pilar e da viga são consideradas pontos de inflexão na estrutura real. O esforço axial aplicado à viga e ao pilar é considerado na análise dos resultados.

A história de carga consiste na aplicação de cargas cíclicas alternadas entre momento de abertura e momento de fecho conforme representado na Figura 3.32. O deslocamento inicial tem uma amplitude de 1,5 mm entre picos de deslocamento, ao qual se sucedem aumentos até à rotura do elemento.

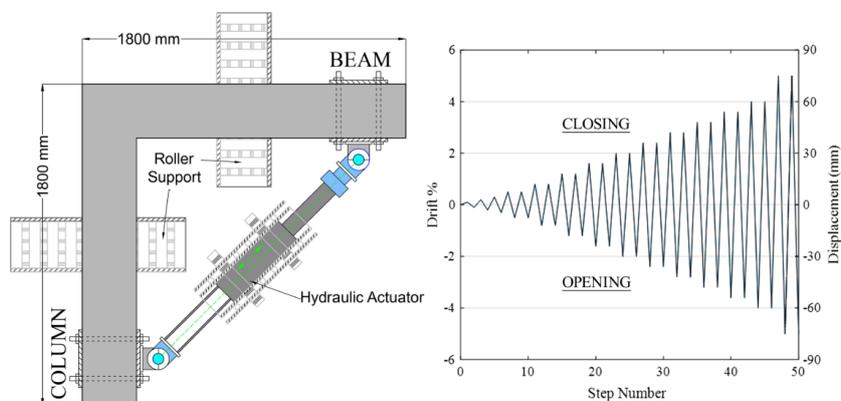


Figura 3.32 – Configuração do ensaio de Mogili (à esquerda) e história de carga (à direita) [26]

Mogili [26] apresenta os resultados do seu estudo na forma de gráficos momento fletor/*drift* (onde o *drift* é definido como o deslocamento imposto pelo atuador na diagonal, dividido pelo comprimento da viga). Os resultados do provete KJ-N1 serão usados para comparação e validação dos resultados obtidos pela modelação numérica efetuada neste trabalho.

O provete KJ-N1 é caracterizado por ter a mesma geometria e quantidade de armadura no pilar e na viga, bem como a mesma quantidade de armadura positiva e negativa. Em ambos os casos (pilar e viga), a armadura longitudinal positiva é dobrada no interior da ligação, com um raio de aproximadamente 60 mm. O prolongamento do varão após a dobragem tem um comprimento de 400 mm, condicionado pelas dimensões da ligação.

O dimensionamento da armadura dos provetes foi realizado de forma a garantir roturas no interior da ligação antes da formação de quaisquer rótulas plásticas na viga ou no pilar, uma vez que o objetivo do estudo era analisar e prever a capacidade resistente das ligações. As características do provete KJ-N1 estão resumidas na Tabela 2 e Tabela 3 e a pormenorização de armaduras encontra-se esquematizada na Figura 3.33.

Tabela 2 – Armadura utilizada do provete KJ-N1

Viga		Pilar		Capacidade resistente		Ligação	
$A_s^-$	$A_s^+$	$A_s^-$	$A_s^+$	Closing	Opening	$A_s^h$	$A_s^v$
3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	132 kNm	-112	2R 3 $\phi$ 10	2R 3 $\phi$ 10

Tabela 3 – Geometria do provete KJ-N1

Geometria	
Viga	Pilar
0,3 x 0,3 [m]	0,3 x 0,3 [m]

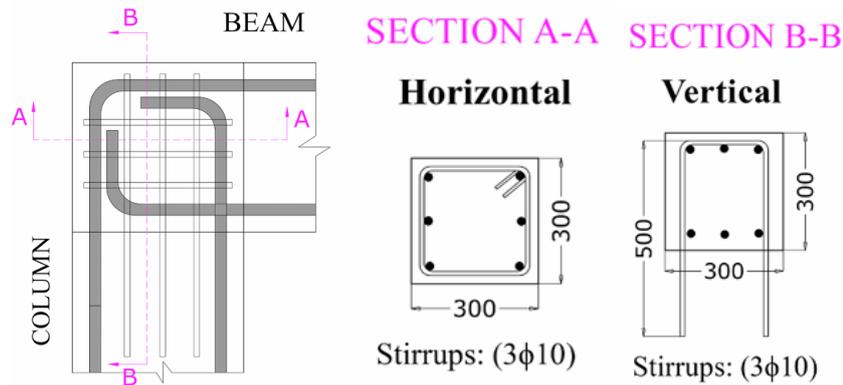


Figura 3.33 – Pormenorização de armaduras para o provete KJ-N1 (adaptado de [26])

O betão utilizado apresentou uma resistência média à compressão em provetes cilíndricos de 36,8 MPa e resistência à tração de 2,7 MPa, enquanto o aço utilizado para os varões de 10 e 20 milímetros de diâmetro apresentou uma tensão de cedência de 526 MPa e 556 MPa, respetivamente.

Através da distribuição de tensões no betão e esforço axial nas armaduras obtidos pelo modelo de elementos finitos definiram-se os modelos simples de escoras e tirantes ilustrados na Figura 3.34 e Figura 3.35, que pretendem evidenciar os principais efeitos observados no ensaio experimental.

Quando sujeita a momento de fecho, verifica-se através desta análise, a formação da escora diagonal no interior da ligação como mecanismo principal de transferência de carga, no entanto a presença de armadura distribuída na ligação permite um alargamento do campo de compressões diagonal e uma menor sollicitação das tensões no betão. A adoção desta armadura melhora consideravelmente o comportamento da ligação, uma vez que foram adotados raios de dobragem de varões reduzidos conduzindo a concentração das tensões de compressão devido à redução da largura da escora. Ainda assim é esperada a ocorrência de uma rotura frágil por esmagamento do betão no interior da ligação.

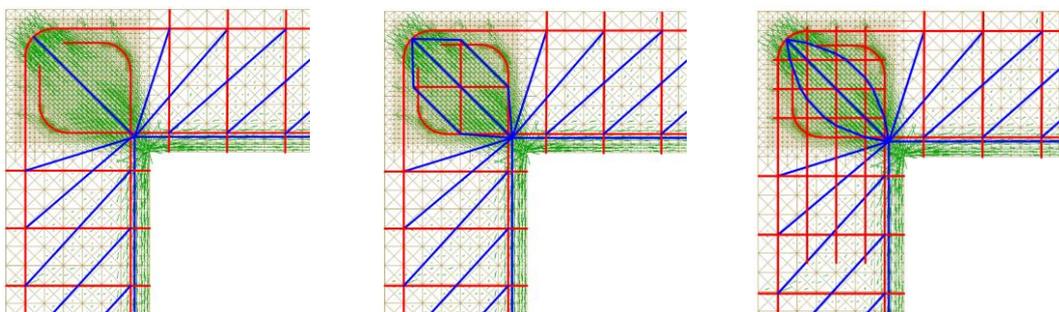


Figura 3.34 – Modelos de escoras e tirantes (momento de fecho)

Quando sujeita a momento de abertura, verifica-se a mobilização de dois mecanismos de transferência de carga, aproximando-se do modelo misto treliça/escora diagonal. Tal como observado na secção 3.4.4, a adoção de armadura horizontal e vertical distribuída na ligação permite a

distribuição e alargamento do campo de compressões por uma maior área com o objetivo de obter uma melhoria de comportamento em relação ao mecanismo de escora diagonal simples.

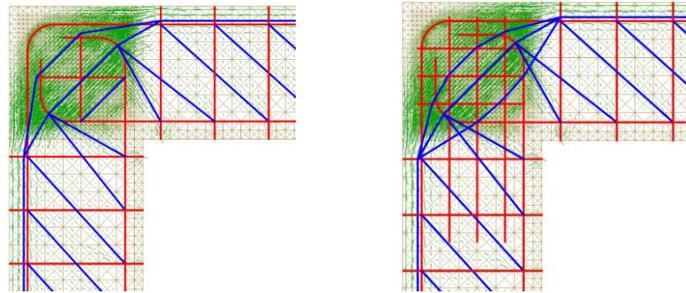


Figura 3.35 - Modelos de escoras e tirantes (momento de abertura)

Utilizando o modelo de campo de tensões discreto proposto na secção 3.4.4 deste trabalho, desta vez para avaliar a capacidade resistente da ligação, verifica-se que, com a armadura disponível, é possível equilibrar uma força de tração máxima  $F_t=271,98$  kN, o que corresponde a aproximadamente um momento fletor de 68 kNm, indicando uma boa correspondência com a carga última observada experimentalmente. Esta estimativa sugere que quando sujeita a momento de abertura se verifique não só tensões de compressão elevadas na zona da escora diagonal, mas também um défice de comprimento de amarração da armadura de flexão do pilar e da viga, levando ao escorregamento destes varões.

De acordo com o autor, o provete KJ-N1 demonstrou um comportamento histerético estável sem efeito de pinching até 0,3% de deslocamento (*drift*) e começou a demonstrar escorregamento dos varões a 1% de *drift*, resultando numa quebra acentuada da rigidez, como observado no gráfico da histerese deste provete na Figura 3.36. Foi observado o início da formação de fendas diagonais para níveis de 0,8% e 1,6% de deslocamento para momento de abertura e momento de fecho, respetivamente, e a formação de fendas de tamanho significativo a 2% e 2,8% para momento de abertura e momento de fecho, respetivamente. O provete resistiu a um momento fletor máximo de 112,9 kNm quando sujeito a momento de fecho e 69,8 kNm quando sujeito a momento de abertura.

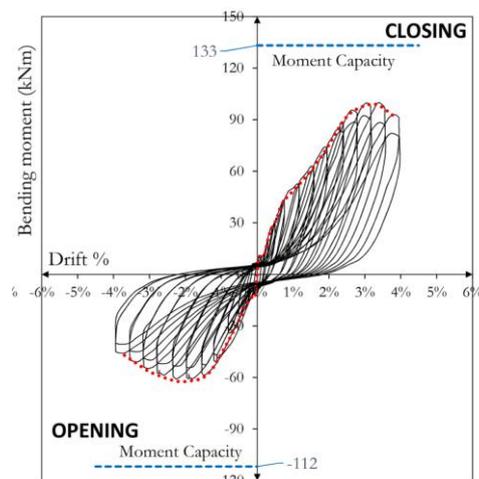


Figura 3.36 – Gráfico Momento fletor – drift resultante do ensaio experimental (proвете KJ-N1) [40]

No modelo numérico de elementos finitos realizado verificou-se que a quebra de rigidez devido ao escorregamento das armaduras ocorreu para níveis de *drift* próximos de 1,5%, enquanto o ensaio experimental mostrou que esse fenômeno ocorreu para níveis de *drift* próximos de 1%.

O valor máximo da tensão de aderência usado neste modelo foi calculado de acordo com o MC2010, que tem em consideração parâmetros que dependem da rugosidade dos varões ( $\eta_1$ ), do seu diâmetro ( $\eta_3$ ), da tensão de cedência do aço ( $\eta_4$ ), das condições de aderência ( $\eta_2$ ), e da resistência à compressão do betão, para definir um valor base  $f_{b,0}$  para a aderência. Este valor é amplificado com o confinamento garantido pelo betão envolvente dos varões,  $\alpha_2$ , pela presença de varões transversais confinantes,  $\alpha_3$  e pela compressão transversal  $p$ , para obter a aderência máxima.

A degradação excessiva da aderência mostrada pelo ensaio experimental pode ser justificada pela má qualidade do betão na envolvente das armaduras. O protótipo ensaiado por Mogili, que possui dimensões relativamente reduzidas, resulta num espaçamento reduzido entre os varões o que dificultou a acomodação de toda a armadura no interior da ligação como pode ser observado na Figura 3.37. Isto resulta, numa baixa qualidade do betão nessas regiões, o que não permite a transferência eficaz de tensões entre os varões e o betão envolvente. Prevê-se também que o fenómeno observado possa ainda ter sido agravado pela utilização de grandes quantidades de material de fixação de extensómetros nas armaduras e pela adoção de raios de dobragem das armaduras, inferiores ao raio estipulado pelo regulamento. Esta última característica, além de reduzir a espessura da escora diagonal, propicia o esmagamento do betão junto à dobra do varão devido às tensões de compressão elevadas que são geradas. Juntos, estes fenómenos podem levar a um fator de degradação da aderência para elementos submetidos a ações cíclicas, superior a 1,5 como é proposto pelos regulamentos.



Figura 3.37 – Padrão de fissuração experimental [26] (à esquerda) e armaduras [40] (à direita)

Após a calibração do modelo, devido ao efeito que se acredita ter origem, principalmente, na pormenorização e geometria adotadas, a sua resposta apresentou, em geral, uma boa correspondência com os ensaios experimentais (ver Figura 3.38), reproduzindo com alguma exatidão a carga última resistida pelo provete ensaiado. Devido à grande concentração e variação de tensões no interior da ligação, para obter uma correta previsão dos fenómenos acima mencionados, foi necessário adotar uma elevada discretização da malha de elementos finitos no interior da ligação,

correta definição das leis de comportamento dos materiais e interface entre os mesmos, bem como considerar do efeito de *compression softening* no betão.

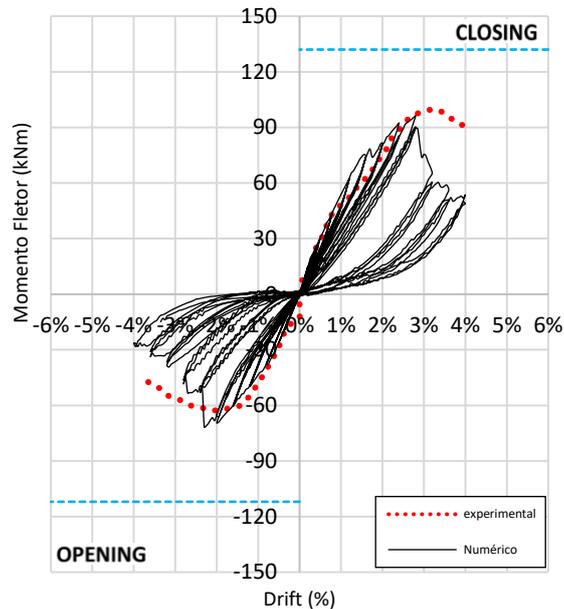


Figura 3.38 - Gráfico Momento fletor – drift resultante do ensaio numérico (provetete KJ-N1)

Apesar da estimativa satisfatória da carga de rotura, a simulação numérica revela uma diferença notória no comportamento pós-rotura, principalmente quando a ligação está sujeita a momento de fecho. Para uma aproximação mais precisa entre comportamento simulado e o comportamento observado experimentalmente, seria necessário considerar mecanismos de resistência como o atrito entre agregados e o efeito de ferrolho nas armaduras, que podem ser muito relevantes nestas situações. No entanto, ainda que estes fatores não tenham sido incluídos, considerou-se que os aspetos físicos modelados permitiram obter uma aproximação satisfatória do comportamento real e por isso a mesma metodologia será utilizada na modelação e análise cíclica do caso de estudo proposto neste trabalho no capítulo seguinte.

### 3.6 Caso de estudo (resposta cíclica)

Nesta secção pretende-se analisar o comportamento da ligação pilar/viga que constitui o pórtico do caso de estudo proposto quando submetida a uma ação cíclica. A armadura transversal na ligação foi dimensionada com recurso ao modelo de cálculo explícito proposto neste trabalho, com o objetivo de validar a sua utilização para o dimensionamento de ligações pilar/viga submetidas a ações cíclicas.

Na ligação em análise, adotou-se uma pormenorização de armaduras mais próxima das práticas atualmente adotadas, em comparação com a estudada nos capítulos 3.1 até 3.4, com a dobragem da armadura de flexão do pilar a ocorrer no plano estudado, conforme ilustrado na Figura 3.39. No modelo de elementos finitos, distribuíram-se as cintas e estribos no interior da ligação, ao

longo de todo o seu comprimento, ao invés de as agrupar em pares, para evitar instabilidades numéricas locais.

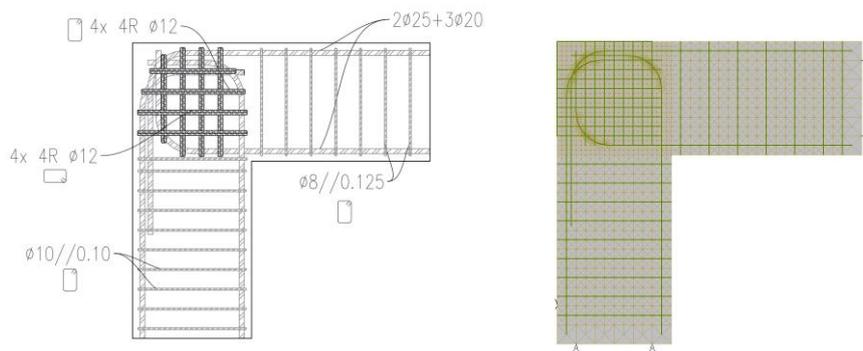


Figura 3.39 – Pormenorização adotada (à esquerda) e modelo de elementos finitos correspondente (à direita)

Neste estudo, consideraram-se todos os aspetos físicos estudados nos capítulos anteriores, tendo-se obtido as envolventes monotónicas representadas na Figura 3.40. A ligação demonstrou um comportamento adequado nas análises monotónicas realizadas, atingindo a rotura<sup>2</sup> do provete para um coeficiente de ductilidade  $\mu = 8$ . Com base nestes resultados espera-se que a ligação demonstre capacidade de formação de rótulas plásticas nos elementos adjacentes e de manter a sua capacidade resistente quando sujeita a vários ciclos alternados de carga e deslocamentos elevados.

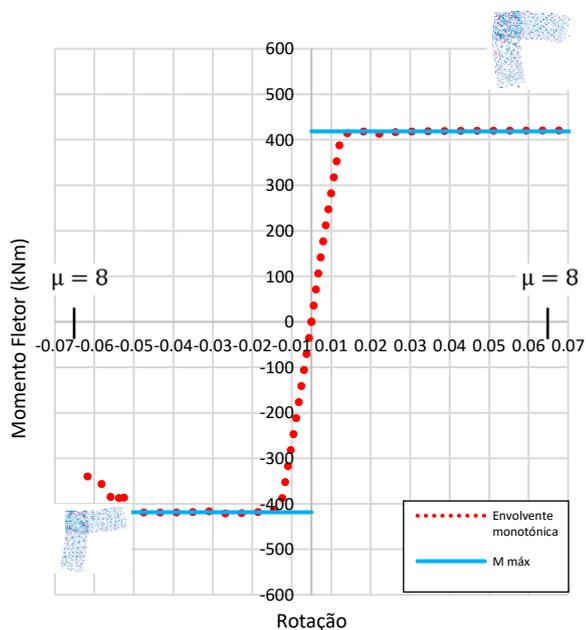


Figura 3.40 – Gráfico Momento fletor - Rotação correspondente à envolvente monotónica da ligação pilar/viga em estudo

As análises numéricas representadas na Figura 3.40 submeteram a ligação pilar/viga a momento fletor positivo e negativo, sem considerar a influência do comportamento histerético dos

<sup>2</sup> Considerou-se que a rotura do provete ocorre quando este apresenta uma diminuição da capacidade resistente igual a 20%, usado como referência na literatura disponível

materiais. A tensão de aderência adotada para simular a interação aço/betão foi afetada de um coeficiente de 1,5 para ter em consideração a degradação de aderência em elementos sujeitos a ações de natureza cíclica.

Os resultados das análises numéricas em termos de distribuição de tensões, força nas armaduras e influência do efeito do *compression softening*, para momento de fecho e de abertura, estão representados na Figura 3.41 e Figura 3.42, respetivamente, para um coeficiente de ductilidade  $\mu = 6$ .

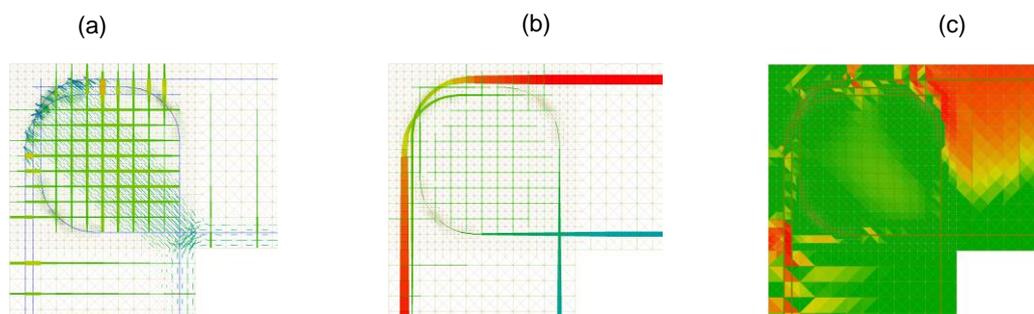


Figura 3.41 – Resultados de ligação submetida a momento de fecho - (a) Distribuição de tensões no interior da ligação; (b) Força nas armaduras; (c) Efeito do *compression softening*

Quando submetida a momento de fecho, a ligação manteve um comportamento adequado ao longo de todo o ensaio, sem apresentar qualquer degradação do betão no seu interior. A pormenorização de armaduras adotada permitiu a dispersão da escora diagonal principal e controlou a presença de extensões transversais de tração no betão no interior da ligação. Estes aspetos são essenciais para que a deformação plástica se concentre nos elementos adjacentes (pilar e viga) como pretendido para que o pórtico apresente um desempenho adequado quando submetido a ações de natureza sísmica.

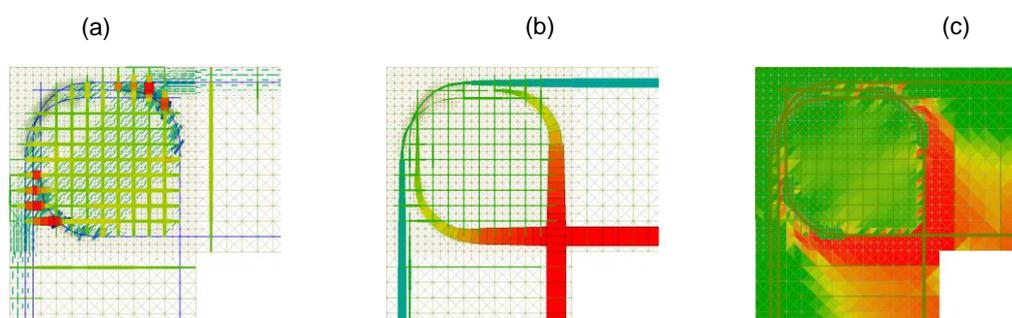


Figura 3.42 Resultados de ligação submetida a momento de abertura - (a) Distribuição de tensões no interior da ligação; (b) Força nas armaduras; (c) Efeito do *compression softening*

Como previsto com base em resultados de investigações anteriores, o comportamento da ligação submetida a momento de abertura revelou-se condicionante, apresentando uma resposta menos favorável à adequada transferência das tensões entre o pilar e a viga. No entanto, a ligação manteve a sua capacidade resistente máxima até um coeficiente de ductilidade  $\mu = 6$ . Até este

patamar de deslocamento, a resposta do betão no interior da ligação não foi influenciada pela presença de extensões transversais de tração. Após o nível de rotação mencionado, ocorreu a plastificação das armaduras transversais no interior da ligação, o que levou à formação de uma fenda diagonal no interior da ligação resultando numa redução considerável da capacidade resistente do elemento, tendo-se considerado a ocorrência da rotura da ligação para  $\mu = 8$ .

A resposta do modelo quando submetido a um protocolo de carga ciclico com rotação alternada prevê um comportamento da ligação adequado até uma rotação correspondente a  $\mu = 3$ , como ilustrado no gráfico momento-rotação da Figura 3.43. A análise numérica realizada indicou que a ligação não sofreu qualquer degradação até este nível de deslocamento, demonstrando que a estrutura terá uma capacidade de dissipação de energia considerável, através da plastificação das armaduras de flexão do pilar e da viga.

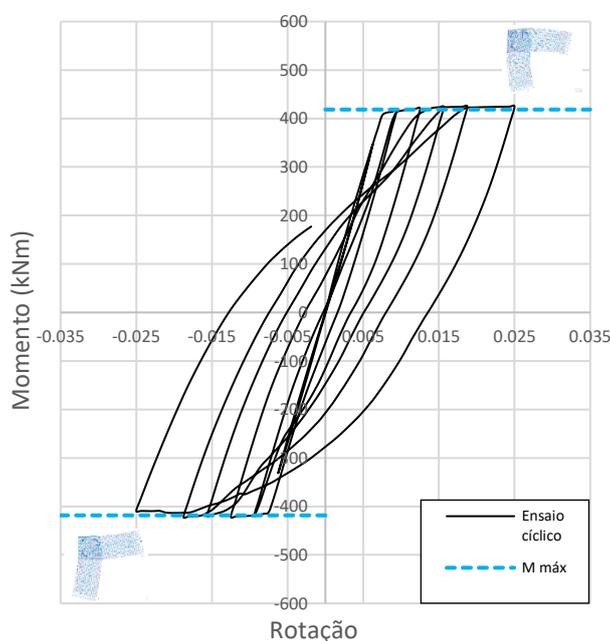


Figura 3.43 - Gráfico Momento fletor - Rotação correspondente ao ensaio ciclico da ligação pilar/viga em estudo

O protocolo de ensaio adotado para esta análise previu um ciclo de carga em “fase elástica” e ciclos subsequentes após a plastificação das armaduras. Após a cedência dos varões principais e o conseqüente alongamento das armaduras, ocorreu uma deformação concentrada junto à interface da viga. Esta deformação provocou extensões significativas nos varões e no betão envolvente, o que levou a uma maior sollicitação dos varões comprimidos durante a inversão do sentido do deslocamento, enquanto a fenda aberta no ciclo anterior não foi fechada.

A representação do efeito mencionado pode ser observada na Figura 3.44. A Figura 3.44 (a) ilustra a distribuição da força nas armaduras para a ligação submetida a momento de abertura, num carregamento de natureza monotónica, que pode ser comparada com a distribuição da força nas armaduras ilustrada na Figura 3.44 (b) após um ciclo anterior em momento de fecho. Nesta situação, verifica-se uma distribuição de forças assimétrica, ao comparar a força nas armaduras comprimidas

do pilar e da viga, causada pela fenda aberta (representada na Figura 3.44 (c)) no ciclo de carga anterior.

Com o valor da tensão de aderência limitado ao valor de  $f_{bd}$ , o mecanismo de escora diagonal no interior da ligação passa a ter menos expressão. Isto ocorre devido à fenda aberta, na região onde ocorreria o desvio do campo de compressões no betão, que faz com que a força de compressão passe predominantemente pela armadura de flexão. Nesta situação, observaram-se forças elevadas na secção de dobragem dos varões, resultando em forças de desvio significativas que promovem a abertura de fendas diagonais no interior da ligação. Este efeito pode levar a uma degradação prematura do comportamento da ligação.

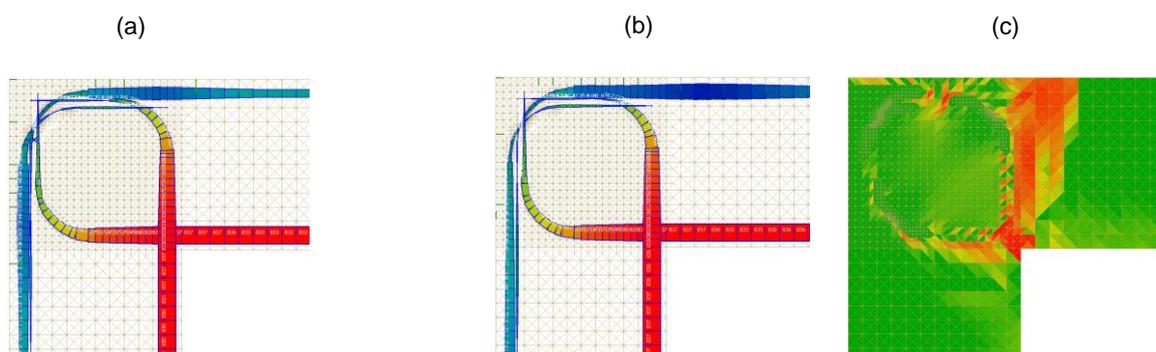


Figura 3.44 – Influência da histerese dos materiais na resposta da estrutura

Esta análise destaca também a importância de respeitar os limites definidos pelos regulamentos para o espaçamento entre armaduras transversais nas regiões de formação de rótulas plásticas, a fim de evitar a encurvadura dos varões comprimidos, que resultaria numa clara redução da capacidade de dissipação de energia e uma degradação precoce do comportamento da estrutura.

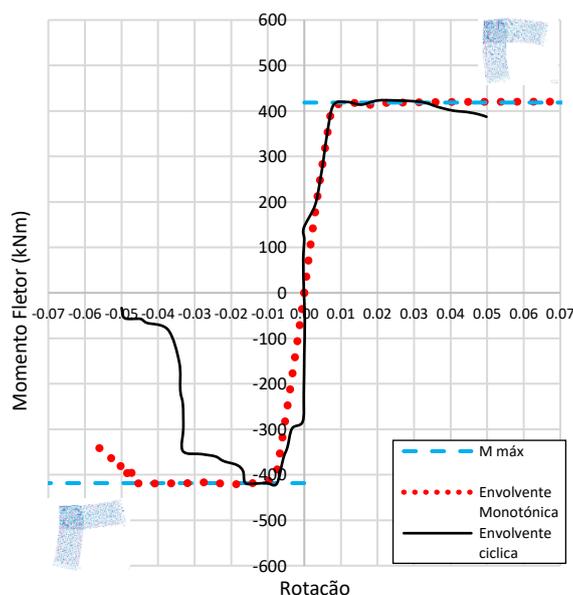


Figura 3.45 - Gráfico Momento fletor – Rotação – Comparação entre envolvente ciclica e monotónica da ligação pilar/viga em estudo

Apesar do programa permitir estabelecer o equilíbrio para deslocamentos mais elevados que os ilustrados na Figura 3.43, a análise foi afetada por uma instabilidade numérica local, pelo que não foi possível aferir com precisão o comportamento esperado para a estrutura. Os resultados obtidos na simulação numérica estão ilustrados na Figura 3.45, onde são comparados com a envolvente do gráfico momento-rotação obtida nos ensaios da ligação submetida a carregamentos monotónicos em sentidos opostos.

A avaliação da resposta da ligação a uma ação de natureza cíclica necessitará do desenvolvimento de estudos adicionais que procurem aferir o seu comportamento para níveis de deslocamento superiores a  $\mu = 3$ . No entanto, os resultados obtidos neste estudo indicam que o modelo de campos de tensões discreto proposto se revela promissor, no que diz respeito ao dimensionamento de armadura para ligações pilar/viga submetidas a ações cíclicas.



# 4

## Conclusões

### Conteúdo:

---

4.1	Principais conclusões . . . . .	76
4.2	Desenvolvimentos futuros . . . . .	78

---

## **4.1 Principais conclusões**

O estudo desenvolvido na presente dissertação contribuiu para o aprofundamento da compreensão dos fenómenos que ocorrem no interior das ligações pilar/viga quando estas são submetidas a ações cíclicas. Para este propósito, a utilização dos modelos de campos de tensões revelou-se uma ferramenta importante, permitindo uma análise detalhada dos fenómenos observados.

Da pesquisa realizada ressaltou a importância de detalhes específicos nas pormenorizações das armaduras em ligações pilar/viga. As conclusões retiradas dos estudos realizados anteriormente destacam o impacto do raio de dobragem dos varões, o comprimento de amarração e/ou empalme das armaduras e a taxa de armadura utilizada como fatores com grande influência no comportamento das ligações. A adoção de armadura no interior da ligação, o seu correto posicionamento e dimensionamento revelou-se fundamental para assegurar a capacidade resistente e a integridade estrutural das ligações.

Particularmente, quando as ligações estão sujeitas a ações cíclicas, a necessidade de garantir não apenas a capacidade de mobilizar a resistência máxima dos elementos adjacentes (pilar e viga), mas também preservar a capacidade resistente da estrutura ao longo de vários ciclos de carga e elevados níveis de deslocamento, levou a um estudo aprofundado para desenvolver uma pormenorização que atendesse a esses requisitos. Neste sentido, foram identificados os mecanismos de resistência das ligações que conduzem a um comportamento dúctil, contribuindo para uma compreensão mais profunda das condições que favorecem a ductilidade das estruturas em que estas ligações se inserem. Concluiu-se que a adoção de uma malha de armadura no interior da ligação demonstrou ser eficaz face às exigências determinadas, em concordância com o que foi previamente mencionado na literatura. A esta pormenorização atribui-se a correspondência com o modelo de campos de tensões discreto denominado “modelo misto treliça/escora diagonal”.

### **Modelação e validação dos modelos numéricos**

No âmbito das simulações numéricas realizadas, ficou evidente a importância da caracterização precisa dos fenómenos físicos que alteram ou constituem os mecanismos de resistência destas estruturas para obter uma representação precisa do seu comportamento real.

Ao longo dos estudos efetuados, observou-se uma boa correspondência entre os resultados numéricos e os fenómenos observados nos estudos experimentais documentados. Uma análise rigorosa para comparar quantitativamente os resultados obtidos por meio de simulações computacionais com os ensaios experimentais realizados na Universidade de Hong Kong, permitiu a validação dos modelos de elementos finitos com base nas leis constitutivas e fenómenos físicos modelados. Os resultados obtidos levaram à conclusão de que a metodologia de modelação utilizada permite prever com algum rigor o comportamento das ligações pilar/viga.

Com base na boa correspondência entre resultados numéricos e experimentais, foi analisado um caso de estudo onde se pretendeu avaliar o comportamento de uma ligação pilar/viga submetida a uma ação cíclica com inversão de momento fletor, na qual a armadura no seu interior foi dimensionada através do modelo de campos de tensões proposto neste trabalho. Este estudo confirmou a eficácia do modelo em prever comportamento real da ligação, tendo-se observado um desempenho adequado da ligação, face às exigências impostas para resistência a ações de natureza sísmica, para deslocamentos até um coeficiente de ductilidade  $\mu = 3$ , a partir do qual a análise foi afetada por uma instabilidade numérica local.

Os resultados obtidos revelaram o potencial deste modelo para futura utilização na atividade de projeto, no entanto serão necessários estudos adicionais para uma melhor avaliação da sua aplicabilidade.

### Impacto nas Práticas de Engenharia

Os resultados deste estudo fornecem informações valiosas que devem ser consideradas no dimensionamento e análise de ligações pilar/viga em estruturas sismo-resistentes. Recomendações específicas foram delineadas para o projeto de ligações mais seguras e resilientes em zonas sísmicas, contribuindo para a proteção de vidas e infraestruturas críticas.

No caso particular da ligação estudada, a utilização modelo de campos de tensões discreto proposto para dimensionar a armadura da ligação demonstrou ser uma abordagem promissora. As análises numéricas realizadas indicaram que o dimensionamento da ligação através deste modelo pode proporcionar um comportamento adequado à ligação quando sujeita a ações cíclicas alternadas, sem a necessidade de recorrer a métodos de dimensionamento sofisticados ou regras de pormenorização semi-empíricas, revelando-se assim uma mais-valia para o projeto e dimensionamento de estruturas, em particular das ligações pilar/viga.

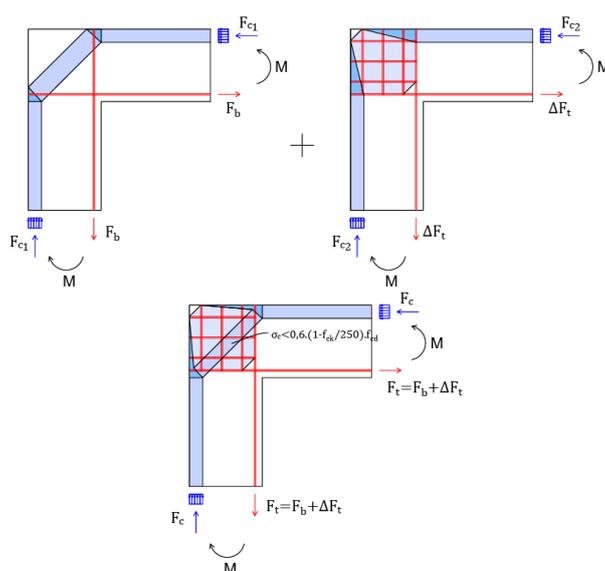


Figura 4.1 – Modelo de campos de tensões discreto proposto para ligações pilar/viga de cobertura de extremidade sujeitas a momento de abertura

O modelo de campos de tensões discreto proposto neste trabalho é ilustrado na Figura 4.1. e é composto por dois mecanismos de desvio do campo de compressões no interior da ligação pilar/viga (modelo de escora diagonal e modelo de treliça).

O modelo de escora diagonal utiliza a armadura de flexão do pilar e da viga para desviar o campo de compressões através de uma escora principal na diagonal da ligação. A força máxima desviada neste mecanismo está limitada pela força de aderência “disponível” na largura do campo de compressões quando este interceta a armadura longitudinal (aproximadamente a altura da linha neutra). O cálculo da força de aderência deve ser realizado de acordo com a metodologia proposta pelo Eurocódigo 2, e no caso da ligação dimensionada se encontrar numa zona sísmica, deve-se reduzir a tensão de aderência por um fator de 1,5 para considerar a degradação de aderência devida a ações cíclicas, conforme proposto pelo Eurocódigo 8.

O segundo mecanismo é responsável pelo desvio da restante força atuante, à custa da utilização de uma malha de estribos e cintas. Posteriormente ao dimensionamento das armaduras, deve-se verificar se a tensão atuante no interior da ligação não excede a tensão resistente. O cálculo da tensão de compressão resistente do betão, no interior da ligação, deve considerar a presença de extensões de tração transversais na região da escora comprimida. Adicionalmente, deve-se verificar se a capacidade resistente dos nós CCT não é excedida.

## **4.2 Desenvolvimentos futuros**

O estudo conduzido nesta dissertação identifica vários temas para possíveis investigações futuras, das quais se destacam as seguintes:

### **Melhorias em Modelos de Elementos Finitos**

Os modelos de elementos finitos desenvolvidos neste trabalho foram capazes de prever com alguma precisão a resistência máxima e o comportamento de ligações pilar/viga, no entanto, apenas casos em que a encurvadura dos varões longitudinais comprimidos estava controlada pela adoção de cintas e estribos com espaçamento adequado entre eles.

Depois do esmagamento do betão de recobrimento, os varões longitudinais que se encontram comprimidos têm tendência a encurvar devido à perda do confinamento conferido pelo betão de recobrimento e ao facto de frequentemente exibirem deformações plásticas positivas ocorridas no semi-ciclo de tração anterior. A ocorrência deste fenómeno leva a uma maior degradação da resistência dos elementos estruturais em estudo, diminuindo também a capacidade de dissipação de energia.

A consideração da encurvadura de varões comprimidos é principalmente relevante na avaliação do comportamento de ligações pilar/viga existentes, que não foram dimensionadas de acordo com a regulamentação atual, uma vez que para o projeto de novas estruturas este fenómeno está controlado pela limitação regulamentar do espaçamento de cintas e estribos em zonas de

formação de rótulas plásticas. Por esta razão, a utilização de modelos que tenham em conta o efeito de encurvadura de varões comprimidos será mais adequado para a análise de estruturas existentes, podendo fornecer informações valiosas acerca do seu comportamento.

Além da introdução desta nova variável, considera-se que em investigações futuras o modelo deverá ser melhorado para a possibilitar a estabilidade numérica até ao final do protocolo de ensaio uma vez que a análise cíclica do caso de estudo foi afetada por uma instabilidade numérica local pelo que não foi possível avaliar o seu comportamento quando submetida a níveis de deslocamento elevados.

### **Comparação com Resultados Experimentais**

Um dos principais objetivos delineados para a realização da presente dissertação é a validação do modelo de campos de tensões discreto como uma ferramenta de utilização simples para o dimensionamento e análise de ligações pilar/viga submetidas a ações cíclicas. Para isso analisou-se a sua correspondência com os resultados obtidos em análises de modelos de elementos finitos não lineares. A metodologia de modelação utilizada foi validada pela comparação com os resultados experimentais apresentados por Mogili [26], no entanto, uma comparação mais abrangente irá permitir uma maior confiança na previsão de diferentes modos de rotura.

A base de dados de ensaios experimentais consultada durante a realização deste estudo, especificamente dedicada ao ensaio de ligações pilar/viga de cobertura de extremidade, foi considerada algo incompleta no que toca à caracterização das propriedades dos materiais. A realização de uma campanha experimental dedicada ao ensaio destas estruturas em específico, na qual fosse efetuada uma caracterização detalhada do comportamento dos materiais utilizados, contribuiria para um maior nível de confiança nos resultados obtidos e um melhor entendimento dos fenómenos observados.

### **Estudos Adicionais**

O estudo realizado focou-se na análise de ligações pilar/viga de cobertura de extremidade apenas sujeitas a momento fletor proveniente da viga e pilar adjacentes, onde os casos de estudo analisados incidiram em ligações em que o pilar e a viga apresentavam a mesma dimensão e a mesma quantidade de armadura positiva e negativa.

Como foi exposto na revisão da literatura, este tipo de ligação é utilizado em diversas situações, por vezes, com condições de carregamento, geometrias e quantidades de armadura diferentes dos analisados nesta dissertação. Com um foque mais específico nas estruturas utilizadas em pontes e viadutos, a introdução do esforço de corte adicional na ligação devido à reação imposta pelo tabuleiro de pontes e viadutos como acontece no sistema estrutural ilustrado na Figura 2.13 introduz uma nova variável neste estudo que deve ser analisada com o devido cuidado. A alteração das dimensões relativas entre o pilar e a viga, e a conexão com mais elementos lineares modificam a

configuração do mecanismo de transferência de tensões, algo que também deverá ser tido em conta e estudado em investigações futuras.

Apesar dos resultados obtidos num estudo anterior não demonstrarem alterações do comportamento da ligação quando introduzido o efeito do esforço transversal, a sua influência no mecanismo de resistência a ações cíclicas alternadas também deverá ser objeto de uma análise mais detalhada.

### **Estudo de avaliação de estruturas existentes e técnicas de reforço**

Os métodos numéricos constituem ferramentas importantes na análise de estruturas existentes, sobretudo aquelas que foram construídas e projetadas em zonas sísmicas antes da entrada em vigor das regulamentações atuais. Estas ferramentas permitem simular o comportamento das estruturas, identificar possíveis fragilidades e desenvolver estratégias de reforço, o que contribui significativamente para aumentar a resiliência das infraestruturas e edificações.

A metodologia de modelação numérica estudada, quando devidamente validada, poderá ser utilizada para desenvolver relações momento-rotação/momento-curvatura, que sirvam de base para análises pushover globais. Como resultado, é possível obter um maior nível de fiabilidade na previsão do comportamento das estruturas sujeitas a eventos sísmicos.

### **Desenvolvimento de Diretrizes de Projeto**

Após a conclusão de um estudo mais completo, considera-se a possibilidade de desenvolver recomendações específicas com base no modelo de campos de tensões discreto proposto, destinadas a orientar o projeto de ligações pilar/viga em estruturas resistentes a sismos.

## Bibliografia

- [1] T. Paulay e M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley Interscience, 1992.
- [2] M. Saatcioglu *et al.*, «The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - Damage to structures», *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 28, n. 4, pp. 715–737, 2001, doi: 10.1139/cjce-28-4-715.
- [3] M. Ferreira, «EvalS». 2021. [Em linha]. Disponível em: <http://evalssoftware.blogspot.com/>
- [4] A. (Aurelio) Muttoni, J. (Joseph) Schwartz, e B. Thürlimann, *Design of concrete structures with stress fields*. Birkhäuser Verlag, 1997.
- [5] M. Lourenço *et al.*, «fib Bulletin 100 - Design and assessment with strut-and-tie models and stress fields: from simple calculations to detailed numerical analysis.», fib. The International Federation for Structural Concrete, 2021. doi: 10.35789/fib.BULL.0100.
- [6] J. Schlaich, K. Schafer, e M. Jennewein, «Toward a Consistent Design of Structural Concrete», *PCI Journal*, vol. 32, n. 3, pp. 74–150, 1987.
- [7] M. Loureço e J. Almeida, «Campos de Tensões em Zonas de Descontinuidade», em *Encontro Nacional Betão Estrutural*, Lisboa, 2004.
- [8] M. Lourenço, «Adaptive Stress Field Models for Structural Concrete», Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2010.
- [9] F. J. Vecchio e M. P. Collins, «The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear», *ACI Journal*, vol. 83, pp. 219–231, 1986.
- [10] *fédération internationale du béton*, «Model Code for Concrete Structures 2010», 2013.
- [11] Instituto Português da Qualidade, «Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios (NP EN 1992-1-1)», 2008.
- [12] P. Marti, M. Alvarez, W. Kaufmann, e V. Sigrist, «Tension Chord Model for Structural Concrete», *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, vol. 8, n. 4, pp. 287–298, 1998, doi: 10.2749/101686698780488875.
- [13] ACI-ASCE 352, «ACI 352R-02: Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures», Farmington Hills, 2002.
- [14] J. Appleton, J. Delgado, e A. Costa, «Viaduto sobre a auto-estrada A1 no Carregado», 4<sup>a</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 2006.
- [15] 360 Engineering, «Obra do viaduto da variante a Arruda dos Vinhos, sobre o Rio Grande da Pipa». Acedido: 17 de Setembro de 2023. [Em linha]. Disponível em: <https://www.linkedin.com/company/360engineering/posts/?feedView=all>
- [16] B. Mayfield, F.-K. Kong, A. Bennison, e J. C. D. T. Davies, «Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete», *ACI Journal*, n. 68–67, pp. 366–372, Mar. 1971.
- [17] I. H. E. Nilsson e A. Losberg, «Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment», *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 102, n. 6, pp. 1229–1254, 1976.

- [18] D. I. Mclean e N. K. Shattarat, «Seismic Behavior and Retrofit of Bridge Knee Joint Systems», 2005.
- [19] B. Mayfield, F.-K. Kong, e A. Bennison, «Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners», *ACI Journal*, pp. 420–427, Jul. 1972.
- [20] E. Skettrup, J. Strabo, N. H. Andersen, e T. Brondum-Nielsen, «Concrete Frame Corners», *ACI Journal*, vol. 81, n. 46, pp. 587–593, Jun. 1984.
- [21] Y. H. Luo, A. J. Durrani, S. Bai, e J. Yuan, «Study of Reinforcing Detail of Tension Bars in Frame Corner Connections», *ACI Struct J*, vol. 91, n. 4, 1994.
- [22] L. Megget e J. Ingham, «The Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Knee Joints for Buildings», em *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd, 1996.
- [23] «New Zealand Standard - Concrete Structures Standard - NZS 3101: Part1:1995», 1995.
- [24] Instituto Português da Qualidade, «Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1)», 2004.
- [25] L. M. Megget, «The Seismic Behaviour of Small Reinforced Concrete Beam-Column Knee Joints», *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 31, n. 4, pp. 215–245, 1998.
- [26] S. Mogili e J. S. Kuang, «Reversed cyclic performance of reinforced concrete knee joints under variable closing and opening stresses», *Eng Struct*, vol. 178, pp. 116–127, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.10.025.
- [27] H.-J. Lee e S.-J. Hwang, «Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance», *ACI Struct J*, vol. 96, n. 5, pp. 846–858, 1999.
- [28] S.-J. Hwang e H.-J. Lee, «Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model», *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, n. 12, pp. 1519–1526, Dez. 2002, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:12(1519).
- [29] J. Kim e J. M. LaFave, «A simplified approach to joint shear behavior prediction of RC beam-column connections», *Earthquake Spectra*, vol. 28, n. 3, pp. 1071–1096, 2012, doi: 10.1193/1.4000064.
- [30] W. M. Hassan e J. P. Moehle, «Shear strength of exterior and corner beam-column joints without transverse reinforcement», *ACI Struct J*, vol. 115, n. 6, pp. 1719–1727, Nov. 2018, doi: 10.14359/51702416.
- [31] R. L. Vollum e J. B. Newman, «Strut and tie models for analysis/design of external beam-column joints», *Magazine of Concrete Research*, vol. 51, n. 6, pp. 415–425, 1999.
- [32] M. N. Fardis, «A levels-of-approximation approach to seismic design or assessment of beam-column joints in shear», *Structural Concrete*, vol. 22, n. 3, pp. 1259–1284, Jun. 2020, doi: 10.1002/suco.202000336.

- [33] M. N. Fardis, «Shear strength model for RC joints, consistent with the shear design rules for prismatic members in the second-generation Eurocodes», *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, n. 2, pp. 889–917, Jan. 2021, doi: 10.1007/s10518-020-01000-0.
- [34] M. Ferreira, «Avaliação numérica de vigas de acoplamento sujeitas a ações cíclicas através de modelos de campos de tensões», Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2021.
- [35] R. Bento e M. Lopes, «Folhas da disciplina de Modelação e Análise Estrutural - Modelação Fisicamente não Linear de Estruturas de Betão Armado», Instituto Superior Técnico, 1999.
- [36] B. D. Scott, R. Park, e M. J. N. Priestley, «Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates», *ACI Journal*, vol. 79, n. 2, pp. 13–27, 1982.
- [37] V. Monteiro e E. Cansado Carvalho, «Comportamento de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Ações Repetidas e Alternadas», em *Folhas da Disciplina de Estruturas de Edifícios*, vol. 1, Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico, 1988, pp. 113–118.
- [38] G. Chaves, «Modelos de Campos de Tensões para Betão Estrutural - Verificação de ligações pilar/viga com alternância de momentos», Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2022.
- [39] H. C. Wang, C. S. Williams, e G. J. Klein, «Effect of bend radius of reinforcing bars on knee joints under closing moments», *ACI Struct J*, vol. 117, n. 5, pp. 315–326, Out. 2020, doi: 10.14359/51725847.
- [40] S. Mogili, «Seismic Behaviour and Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Knee Joints», Phd thesis, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, 2019.