

# **INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE CÁLCULO DA LARGURA EFETIVA NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO**

**CATARINA MARIA GOMES ROCHA**

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

---

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

---

Coorientador: Professor Luís Augusto Ferreira Rodrigues de Macedo

JULHO DE 2017



## MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.



A meus Pais e Irmão,  
Emília, Joaquim e David

*“A persistência é o menor caminho do êxito”*

*Charles Chaplin*







## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais e ao meu irmão, pelo amor, pela sólida formação e pelos valores transmitidos. Serei sempre grata pelos seus sacrifícios, que me possibilitaram a oportunidade de formação.

Ao meu orientador, Professor José Miguel Castro, pela orientação, disponibilidade, confiança, apoio e interesse que demonstrou ao longo desta dissertação. Agradeço a sua generosidade na partilha de conhecimentos que foram determinantes para conclusão deste estudo. Uma palavra de apreço para o meu coorientador, Professor Luís Macedo pela cooperação e partilha de informação.

Ao meu namorado, pelo amor e pela amizade incondicional. Um obrigada sincero pela força, motivação e companheirismo, não só durante esta etapa de muito esforço, como também ao longo dos últimos anos.

Aos meus amigos, especialmente à Sílvia, à Teresa e à Márcia, pelos momentos de descontração. Foram companheiras na formação e serão companheiras para a vida.

Aos meus colegas de trabalho e à minha empresa, que sempre foram compreensivos. Ao Jorge, à Susana e à Ana, os meus sinceros agradecimentos pelo carinho e pelas palavras de conforto nos momentos mais difíceis e de muito trabalho.

Tornaram esta caminhada mais fácil.



## RESUMO

O dimensionamento de estruturas mistas aço-betão implica usualmente a adoção do conceito de largura efetiva, isto é, a largura de laje de betão mobilizada durante o processo de deformação da viga. Os Eurocódigos 4 e 8 fornecem informação relativa à quantificação da largura efetiva, tanto para efeitos da análise estrutural como para a verificação da resistência. No entanto, uma análise comparativa permite concluir que os valores propostos nas duas normas Europeias são incompatíveis e, como tal, a sua aplicação em fase de projeto está associada a um elevado grau de incerteza. Para além disso, verifica-se que os valores propostos nas referidas normas diferem daqueles que se encontram estabelecidos no Eurocódigo 2 assim como nas normativas Americanas para dimensionamento gravítico e sísmico de estruturas mistas.

O estudo desenvolvido nesta dissertação teve como objetivo a avaliação da influência do método de cálculo da largura efetiva utilizada no dimensionamento gravítico e sísmico de um edifício de 5 pisos, constituído por pilares metálicos e por vigas mistas. O dimensionamento do referido edifício foi realizado de acordo com os Eurocódigos aplicáveis, tendo sido considerados diferentes cenários de larguras efetivas, nomeadamente os propostos nos Eurocódigos 4 e 8, assim como os propostos no Eurocódigo 2 e nas normas Americanas AISC 360-16 e AISC 341-16. Considerou-se, ainda, a possibilidade do edifício em estudo se localizar no Porto (zona de baixa sismicidade) e em Lagos (zona de média sismicidade).

Os resultados obtidos permitem concluir que as soluções finais resultantes do dimensionamento gravítico são praticamente insensíveis à definição de largura efetiva considerada, observando-se, no entanto, uma alteração das características de rigidez lateral da estrutura. No que diz respeito às soluções obtidas do dimensionamento sísmico, verifica-se novamente que as soluções finais não dependem significativamente do conceito de largura efetiva adotado. Também se concluiu que, no Eurocódigo 8, os critérios de quantificação da largura efetiva não são claros quando o sismo é de baixa intensidade e os diagramas de momentos flectores têm uma configuração idêntica aos diagramas gravíticos.

PALAVRAS-CHAVE: largura efetiva, *shear lag*, vigas mistas, estruturas mistas aço-betão



## ABSTRACT

The design of composite steel-concrete structures usually implies the adoption of the concept of effective width, i.e. the portion of slab mobilised during beam's deformation. Eurocodes 4 and 8 provide information regarding the quantification of the effective width, both for structural analysis purposes as well as for resistance checks. Nevertheless, a comparative analysis determines that the proposed values by the two European codes are incompatible and, as such, its application in the design phase is associated to a great degree of uncertainty. Moreover, the proposed values by the above mentioned codes differ from those found in Eurocode 2 as well as in American regulations for gravity and seismic design of composite structures.

This study aims to assess the influence of effective width definitions used in the gravity and seismic design of a 5-storey building, made with steel columns and composite beams. The design of this building was completed following the applicable Eurocodes, considering different scenarios of effective widths, namely those proposed by Eurocodes 4 and 8, as well as the those proposed by Eurocode 2 and by the American regulations AISC 360-16 and AISC 341-16. In addition, it was considered the possibility of the studied building being located in Porto (low seismicity) and in Lagos (low to moderate seismicity).

The results demonstrate that the final solutions resulting from the gravity design are practically insensitive to the definition of the effective width. Nevertheless, there is a change of the features of the structure's lateral stiffness. In respect to the solutions acquired from the seismic design, it can be verified again that the final solutions are not significantly dependent on the adopted values of effective width. It has also been concluded that in Eurocode 8, the criterion for quantifying the effective width are not clear when the earthquake is of low intensity and the bending moment diagrams are similar to typical vertical loading diagrams.

**KEYWORDS:** effective width, *shear lag*, composite beams, composite steel-concrete structures



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>V</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2 ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO</b> .....	<b>3</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. SOLUÇÕES MISTAS .....	4
2.2.1. VIGAS MISTAS .....	4
2.2.2. LAJES MISTAS .....	6
2.2.3. PILARES MISTOS .....	8
2.3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS .....	8
2.3.1. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 4 .....	9
2.3.1.1. Análise estrutural – Análise linear elástica .....	9
2.3.1.2. Classificação das secções transversais .....	10
2.3.1.3. Verificações de segurança para o Estado Limite Último .....	11
2.3.1.4. Verificações de segurança para o Estado Limite de Utilização .....	14
2.3.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8 .....	15
2.3.2.1. Ação sísmica .....	16
2.3.2.2. Análise estrutural .....	18
2.3.2.3. Métodos de análise – Método de análise por forças laterais .....	19
2.3.2.4. Verificações de segurança para o Estado Limite Último .....	20
2.3.2.5. Verificações para o Estado de Limitação de Danos .....	22
<b>3 LARGURA EFETIVA</b> .....	<b>23</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	23

<b>3.2. ESTUDOS ANTERIORES SOBRE LARGURAS EFETIVAS</b> .....	24
<b>3.3. LARGURAS EFETIVAS PARA DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO</b> .....	25
3.3.1. EUROCÓDIGO 2 (CL. 5.3.2.1): .....	25
3.3.2. EUROCÓDIGO 4 (CL.5.4.1.2): .....	26
3.3.3. AISC 360-16 (CL. I3.1A): .....	27
<b>3.4. LARGURAS EFETIVAS PARA DIMENSIONAMENTO SÍSMICO</b> .....	28
3.4.1. EUROCÓDIGO 8 (CL. 7.6.3): .....	28
3.4.1.1. Estruturas de betão armado.....	28
3.4.1.2. Estruturas mistas.....	28
3.4.2. AISC341-16: .....	31
<b>3.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA LARGURA EFETIVA NA INÉRCIA E NA RESISTÊNCIA DE UMA VIGA MISTA</b> .....	31
<b>4 ESTUDO PARAMÉTRICO: APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E ANÁLISE DE RESULTADOS</b> .....	35
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	35
<b>4.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO</b> .....	35
<b>4.3. MATERIAIS</b> .....	37
4.3.1. BETÃO.....	38
4.3.2. AÇO ESTRUTURAL / AÇO ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO.....	38
<b>4.4. QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES</b> .....	38
4.4.1. AÇÕES PERMANENTES.....	39
4.4.2. AÇÃO VARIÁVEL: SOBRECARGA.....	39
4.4.3. AÇÃO VARIÁVEL: AÇÃO SÍSMICA .....	39
4.4.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....	40
<b>4.5. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS</b> .....	41
<b>4.6. CASOS DE ESTUDO</b> .....	42
4.6.1. CASO 1.....	43
4.6.2. CASO 2.....	44
4.6.3. CASO 3.....	45
4.6.4. CASO 4.....	46
4.6.5. CASO 5.....	46
4.6.6. CASO 6.....	47
4.6.7. RESUMO DAS LARGURAS EFETIVAS PARA CADA CASO DE ESTUDO .....	47

<b>4.7. SOLUÇÕES FINAIS - DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO .....</b>	<b>49</b>
<b>4.8. SOLUÇÕES FINAIS – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO .....</b>	<b>53</b>
<b>5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>61</b>
<b>5.1. CONCLUSÕES GERAIS .....</b>	<b>61</b>
<b>5.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>63</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>65</b>
<b>ANEXO A1 FOLHA DE CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS DE UMA SECÇÃO MISTA .....</b>	<b>69</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista. [1].....	3
Figura 2.2 – Exemplos de secções transversais de vigas mistas [3].....	4
Figura 2.3 – Soluções estruturais para as vigas utilizadas no estudo comparativo [1].....	5
Figura 2.4 – Efeito da solidarização entre duas vigas em flexão. ....	5
Figura 2.5 – Conexão VS Interação [3].....	6
Figura 2.6 – Esquema de montagem de uma laje mista – Catálogo O FELIZ [7]. ....	7
Figura 2.7 – Formas típicas de ligações nas lajes mistas [6].....	7
Figura 2.8 – Exemplos de secções transversais de pilares mistos [8]. ....	8
Figura 2.9 – Definição das zonas de rigidez de flexão fendilhada e não fendilhada.....	10
Figura 2.10 – Comportamento de secções das classes 1 a 4 à flexão [14]. ....	11
Figura 2.11 – Distribuições plásticas de tensões para uma viga mista com laje maciça e conexão total, sob a ação de momentos fletores positivos. ....	12
Figura 2.12 – Distribuições plásticas de tensões para uma viga mista com laje maciça e conexão total, sob a ação de momentos fletores negativos.....	12
Figura 2.13 – Esquema representativo da determinação do momento fletor resistente plástico positivo, $M_{pl,Rd}$ . ....	13
Figura 2.14 – Distinção entre encurvadura local (a) e encurvadura lateral (b). Adaptado de [15] .....	13
Figura 2.15 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [9]. ....	16
Figura 2.16 – Forma do espectro de resposta elástica [9]. ....	17
Figura 2.17 – Zonas de formação de rótulas plásticas, a) Mecanismo pilar forte / viga fraca; b) Mecanismo pilar fraco / viga forte. ....	20
Figura 3.1 – Distribuição das tensões na laje considerando o efeito de shear lag [17]. ....	23
Figura 3.2 – Definição do parâmetro $l_0$ [12]. ....	25
Figura 3.3 – Definição dos parâmetros para a determinação da largura efetiva [12]. ....	26
Figura 3.4 – Distâncias entre pontos de momento fletor nulo e respectivas larguras efetivas [6]. ....	26
Figura 3.5 – Largura efetiva para vigas ligadas a pilares exteriores (a e b) e interiores (c e d) [9]. ....	28
Figura 3.6 – Definição das larguras efetivas [9]. ....	29
Figura 3.7 – Tipos de elementos em estruturas porticadas [9]. ....	29
Figura 3.8 – Influência da largura efetiva no momento de inércia de uma viga mista (hlaje=100mm).31	
Figura 3.9 - Influência da largura efetiva no momento de inércia de uma viga mista (hlaje=150mm). 32	
Figura 3.10 – Influência da largura efetiva no momento plástico resistente positivo de uma viga mista (hlaje=100mm). ....	32
Figura 3.11 – Influência da largura efetiva no momento plástico resistente positivo de uma viga mista (hlaje=150mm). ....	33
Figura 4.1 – Representação esquemática da planta do edifício.....	36
Figura 4.2 – Representação esquemática do pórtico exterior na direção yy. ....	36
Figura 4.3 – Representação esquemática de um pórtico na direção xx. ....	37
Figura 4.4 – Características geométricas da chapa perfilada que compõe a laje mista. ....	37
Figura 4.5 – Pórtico tipo 2D modelado no software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. ....	42
Figura 4.6 – Esquema das larguras efetivas utilizadas na análise da estrutura sujeita a cargas gravíticas, no Caso 1. ....	44
Figura 4.7 – Esquema das larguras efetivas consideradas na quantificação de resistências da estrutura sujeita a cargas gravíticas, no Caso 1. ....	44
Figura 4.8 – Esquema das inércias equivalentes utilizadas na análise da estrutura, sujeita a cargas sísmicas, no Caso 3. ....	45

Figura 4.9 – Esquema das larguras efetivas utilizadas na análise e quantificação de resistências da estrutura, sujeita a cargas gravíticas e sísmicas, no Caso 4. ....	46
Figura 4.10 - Esquema das inércias equivalentes utilizadas na análise da estrutura sujeita a cargas sísmicas, no Caso 4.....	46
Figura 4.11 – Esquema de larguras efetivas consideradas nos Casos 5 e 6.....	47
Figura 4.12 – Solução final do dimensionamento gravítico para todos os casos de estudo. ....	49
Figura 4.13 – Representação esquemática da localização das vigas 1 e 2.....	51
Figura 4.14 – Solução final do dimensionamento sísmico para os Casos 1A (EC8, Porto) e 1B (EC8, Lagos).....	53
Figura 4.15 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 2A (EC4, Porto), 2B (EC4, Lagos), 3A (AISC 341, Porto) e 3B (AISC 341, Lagos).....	54
Figura 4.16 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 4A (AISC 341, Porto) e 4B (AISC 341, Lagos).....	54
Figura 4.17 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 5A (EC8, Porto) e 6A (EC8, Porto).....	55
Figura 4.18 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 5B (EC8, Lagos) e 6B (EC8, Lagos).....	55
Figura 4.19 – Diagrama de momentos fletores do dimensionamento sísmico, para o Caso 1A (Porto – zona baixa sismicidade).....	59
Figura 4.20 – Diagrama de momentos fletores do dimensionamento sísmico, para o Caso 1B (Lagos – baixa a média sismicidade).....	60

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Comparação entre diversas soluções estruturais para uma viga [1] .....	5
Quadro 2.2 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e valores de referenciados coeficientes de comportamento para edifícios mistos aço-betão [9].....	18
Quadro 2.3 - Valores limite da relação $x/d$ em função da ductilidade de vigas mistas [9].....	21
Quadro 3.1– Larguras efetivas parciais ( $be$ ) para análise elástica [9]. .....	29
Quadro 3.2 - Larguras efetivas parciais ( $be$ ) para cálculo do momento fletor plástico [9].....	30
Quadro 4.1 – Cargas associadas às ações permanentes.....	39
Quadro 4.2 – Valores da sobrecarga e respetivos coeficientes e categorias. ....	39
Quadro 4.3 – Resumo dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástica.....	40
Quadro 4.4 – Casos de estudo. ....	43
Quadro 4.5 – Quadro resumo das larguras efetivas de cada caso de estudo, no dimensionamento gravítico.....	48
Quadro 4.6 – Quadro resumo das larguras efetivas de cada caso de estudo, no dimensionamento sísmico. ....	48
Quadro 4.7 – Quantidade de aço do pórtico em estudo, obtido do dimensionamento gravítico, para todos os casos de estudo. ....	50
Quadro 4.8 – Rácio entre os momentos de inércia da secção mista e da secção metálica, no dimensionamento gravítico, para cada caso de estudo.....	50
Quadro 4.9 – Momentos flectores máximos positivos e negativos atuantes nas vigas 1 e 2, no Estado Limite Último, para cada caso de estudo. ....	51
Quadro 4.10 – Flechas verificadas nas vigas 1 e 2, no Estado Limite de Serviço, para cada caso de estudo. ....	52
Quadro 4.11 – Períodos de vibração fundamentais da estrutura, do dimensionamento gravítico, para cada caso de estudo. ....	53
Quadro 4.12 – Quadro resumo com as secções metálicas obtidas no dimensionamento sísmico, para cada caso de estudo. ....	56
Quadro 4.13 – Quantidade de aço no pórtico em estudo, obtido do dimensionamento sísmico, para cada caso de estudo. ....	57
Quadro 4.14 – Rácio entre os momentos de inércia equivalentes e os momentos de inércia da secção metálica, no dimensionamento sísmico, para os casos de estudo 1, 3 e 4.....	58
Quadro 4.15 – Períodos de vibração fundamentais da estrutura, para os dimensionamentos gravítico e sísmico, em cada caso de estudo. ....	58







# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A história da construção mista está intimamente ligada ao desenvolvimento do betão armado e das estruturas em aço. Inicialmente, o betão era utilizado como material de revestimento com o intuito de proteger os perfis metálicos contra o fogo e a corrosão. Apesar da sua contribuição em termos estruturais ser efetiva, esse contributo na resistência era ignorado.

O crescimento técnico, científico e económico incentivou o desenvolvimento de vários sistemas estruturais e construtivos, entre os quais estão as estruturas compostas por elementos mistos aço-betão, cuja combinação visava aproveitar as vantagens inerentes às qualidades intrínsecas de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos. Surgiu, então, motivação para o desenvolvimento de pesquisas, que resultariam em teorias de cálculo, de modo a que fosse qualificado e quantificado o contributo do betão.

Em Portugal, e nos restantes países da Europa, tem-se assistido a um aumento progressivo da construção mista. Tendo em conta a necessidade de construir mais área em menos espaços, principalmente por aumento dos preços por metro quadrado nas grandes cidades, a maximização dos espaços úteis tornou-se um desafio. Neste sentido as estruturas mistas aço-betão têm tido um papel preponderante no desenvolvimento tecnológico da construção ao longo dos recentes anos.

A necessidade crescente de obter grandes áreas livres por pavimento, que resultam em grandes vãos para as vigas, acréscimo de força vertical nos pilares e um maior espaçamento entre eles, justifica então a utilização de elementos mistos. Para além da possibilidade de redução de secções, estes tipos de estruturas apresentam outras vantagens, tais como a diminuição do peso total da estrutura e a rapidez de execução.

Um dos elementos importantes neste tipo de estruturas, são as vigas mistas, que desde há alguns anos são alvo de estudos científicos. O facto da tensão normal não ser uniforme ao longo da largura da laje, leva à necessidade de se considerar esse efeito através do parâmetro designado por largura efetiva.

Apesar dos inúmeros estudos já realizados, não existe um método uniforme e normalizado para a quantificação das larguras efetivas. Ou seja, as normas atuais aplicáveis a este tipo de estruturas, tanto europeias (Eurocódigos 4 e 8) como americanas (AISC 360 e AISC 341) sugerem regras práticas de quantificação deste parâmetro, no entanto, têm em consideração premissas distintas.

Enquanto que as normas americanas apresentam critérios de fácil interpretação e aplicação, os Eurocódigos propõem métodos trabalhosos, que obrigam à elaboração de modelos de análise de esforços distintos para os dimensionamentos gravíticos e sísmicos. Neste sentido, é importante estudar o impacto da consideração de diferentes métodos nas soluções finais de edifícios mistos.

## **1.2.OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO**

Este trabalho tem como principal objetivo a avaliação da influência do método de cálculo da largura efetiva no dimensionamento de estruturas mistas aço-betão. Dada a variedade de critérios normativos de definição e quantificação de larguras efetivas, surge a necessidade de perceber se existe um impacto significativo deste parâmetro na solução estrutural obtida dos dimensionamentos gravítico e sísmico.

Assim sendo, a concretização deste objetivo, passa por um estudo paramétrico aplicado a um edifício localizado em zonas de baixa a média sismicidade, que visa a aplicação das várias normas em vigor.

## **1.3.ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação desenvolve-se em cinco capítulos que, de uma forma geral, introduzem conceitos e pressupostos fundamentais necessários para o estudo do parâmetro sujeito a reflexão neste trabalho.

Efetua-se, neste primeiro capítulo, um enquadramento geral e a descrição dos objetivos do trabalho.

O capítulo dois destina-se à apresentação dos tipos de soluções mistas existentes, nomeadamente vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos, sendo referidos os aspetos importantes a ter em consideração em cada elemento misto. Este capítulo contempla também os critérios regulamentares de dimensionamento de vigas mistas de acordo com os Eurocódigos 4 e 8.

O terceiro capítulo reserva-se ao parâmetro largura efetiva. É efetuada uma revisão da literatura existente sobre este parâmetro, sendo apresentados os documentos científicos consultados. Ainda neste capítulo, é efetuada uma descrição detalhada dos critérios de cálculo da largura efetiva, para dimensionamento gravítico e sísmico, de acordo com as normas europeias (Eurocódigos 2, 4 e 8) e americanas (AISC 360-16 e AISC 341-16) em vigor.

No capítulo quatro é efetuado um estudo paramétrico no qual é dimensionado um edifício regular (com carregamento vertical que justifica a solução mista) em função dos critérios de quantificação de largura efetiva de acordo com as várias normas. É neste capítulo que se materializam as premissas descritas nos capítulos anteriores, sendo apresentados e discutidos os resultados obtidos nos vários casos de estudo.

Por fim, o quinto capítulo é inteiramente dedicado a considerações finais, onde se expõem conclusões finais e se sugerem desenvolvimentos futuros.

## 2 ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO

### 2.1. INTRODUÇÃO

As estruturas mistas resultam da associação de dois ou mais materiais formando secções/elementos estruturais mistos, nos quais os materiais estão ligados entre si discretamente ou continuamente e que funcionam em conjunto quando as estruturas são solicitadas. Desta forma, quando os elementos estruturais são mistos obtêm-se comportamentos diferentes de quando os materiais são utilizados individualmente.

No caso das estruturas mistas aço-betão, os elementos principais são o aço estrutural (perfis metálicos), o betão (laje de betão) e os conectores, que permitem a ligação dos dois materiais. Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema do conceito de estrutura mista aço betão.

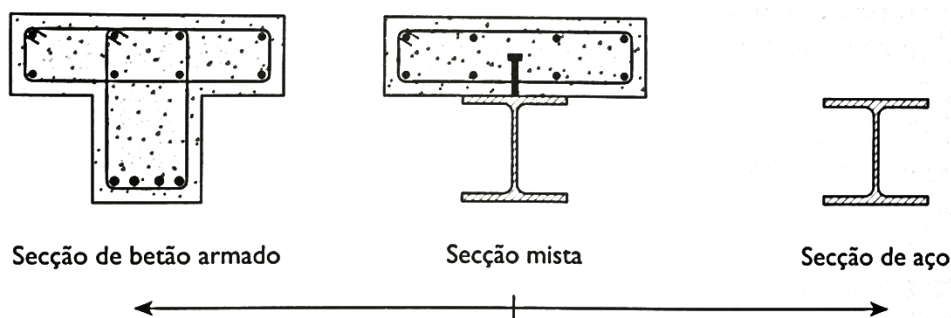


Figura 2.1 – Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista. [1]

Conhecendo o comportamento de cada um dos materiais, torna-se possível conciliar a sua utilização obtendo-se assim o comportamento mais desejado. Dado que o aço é eficaz à tração e o betão à compressão, é possível escolher soluções em que cada material esteja sujeito aos esforços e deformações para os quais têm maior capacidade.

As estruturas mistas apresentam vantagens ao nível da construção e reabilitação de estruturas. Para além da variedade de soluções estruturais e simplicidade de execução, a utilização destes elementos na reabilitação é vantajosa pela facilidade de inserção de novos elementos estruturais de reforço ou substituição dos existentes. Em comparação com as estruturas em betão armado, as soluções mistas de aço-betão são competitivas para estruturas de vãos médios a elevados, destacando-se pela redução significativa do peso total da estrutura. Desta forma obtêm-se fundações mais económicas.

A proteção do aço através do betão, que o isola da corrosão e protege contra as altas temperatura no caso de incêndio; a ductilidade do aço e o facto do betão restringir os deslocamentos indesejáveis do aço evitando fenómenos de instabilidade são outras três grandes vantagens das estruturas mistas aço-betão.

É importante neste tipo de estruturas ter em conta o processo e a sequência construtiva. A possibilidade de ter, ou não, uma construção escorada influencia os esforços e as deformações dos elementos estruturais. No caso de construção escorada a viga mista é solicitada apenas na retirada das escoras e os dois materiais funcionam sempre em conjunto, enquanto que, numa construção não escorada é importante garantir que a viga de aço isolada resiste às ações permanentes e às sobrecargas resultantes da construção [2].

O escoramento da laje é uma boa solução quando há a necessidade de limitar os deslocamentos verticais na viga de aço. Contudo, quando há a necessidade de uma construção mais rápida pode-se optar pelo não escoramento e pela utilização de uma solução que passará pela aplicação de uma contra-flecha.

## 2.2. SOLUÇÕES MISTAS

### 2.2.1. VIGAS MISTAS

As vigas mistas são os elementos mistos mais frequentes na construção de edifícios mistos aço-betão por permitirem uma grande variedade de soluções. Estas resultam da junção de um perfil metálico com uma laje de betão.

Na Figura 2.2 apresentam-se alguns exemplos de secções transversais mistas, em que o perfil metálico pode ser soldado, laminado ou tubular, embebido ou não no betão e a laje de betão pode ser maciça ou nervurada.

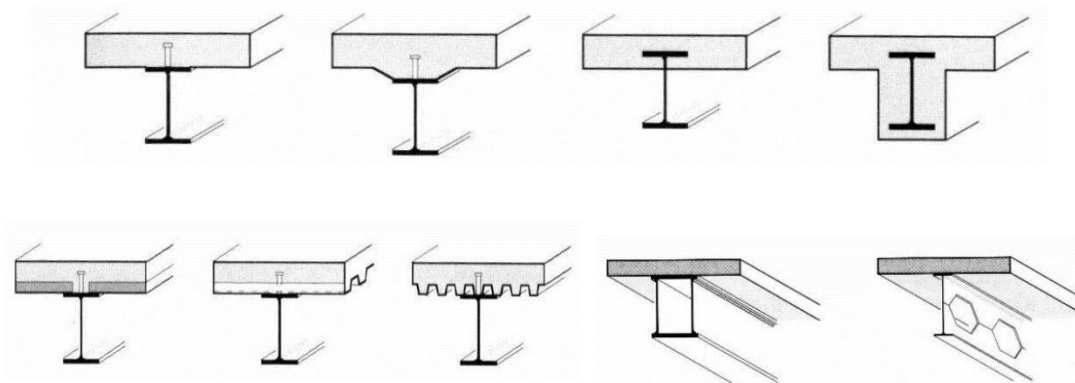


Figura 2.2 – Exemplos de secções transversais de vigas mistas [3].

Na Figura 2.3 e no Quadro 2.1 apresenta-se um estudo comparativo realizado por Calado [1] para três soluções estruturais diferentes (secção mista, secção de betão armado e secção de aço) que permite concluir que a solução mista é a que tem maior resistência e rigidez para um peso próprio menor. Ou seja, se para elementos estruturais com dimensões idênticas, a solução mista é que tem maior capacidade de carga, para estruturas com cargas semelhantes será possível ter elementos estruturais mistos com dimensões inferiores.

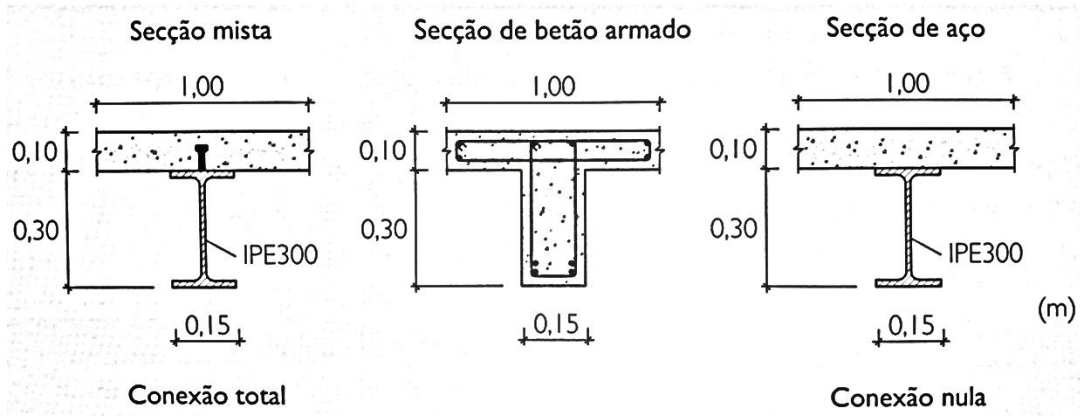


Figura 2.3 – Soluções estruturais para as vigas utilizadas no estudo comparativo [1].

Quadro 2.1 – Comparação entre diversas soluções estruturais para uma viga [1]

Secção	Resistência à flexão	Rigidez de flexão	Peso próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão armado	74%	58%	124%
Aço	59%	39%	100%

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. As vigas simplesmente apoiadas dão maior utilidade ao sistema misto na medida em que o aço trabalha maioritariamente à tração e o betão à compressão. No caso das vigas contínuas, apesar de apresentarem momentos fletores negativos que reduzem a eficiência do sistema misto, é de realçar que a continuidade das vigas leva a uma redução dos esforços máximos por haver redistribuição, havendo assim menores deslocamentos verticais e maior estabilidade global da estrutura.

Na construção mista, normalmente não existe uma ligação natural entre o aço e o betão. A ligação entre os dois materiais é efetuada por elementos de ligação (conectores de corte) soldados ou cravados ao elemento metálico, que impedem ou limitam o deslizamento que se produz ao longo da interface aço-betão. A Figura 2.4 permite verificar uma das grandes vantagens da construção mista. Para uma viga simplesmente apoiada, com comportamento elástico, características e carregamento  $P$  iguais, no caso em que as secções estão perfeitamente solidarizadas (trabalham solidariamente) e existe uma ligação perfeita é possível verificar uma redução das tensões máximas e da flecha [4].

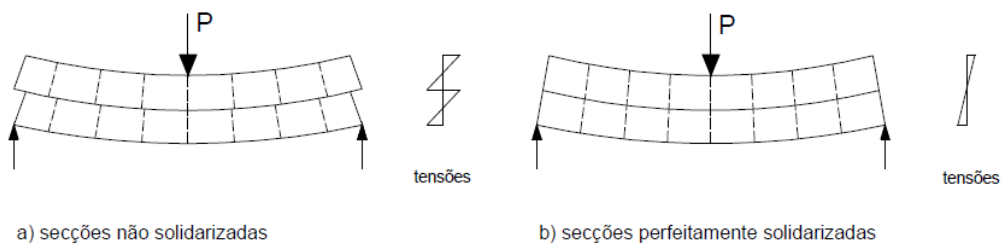
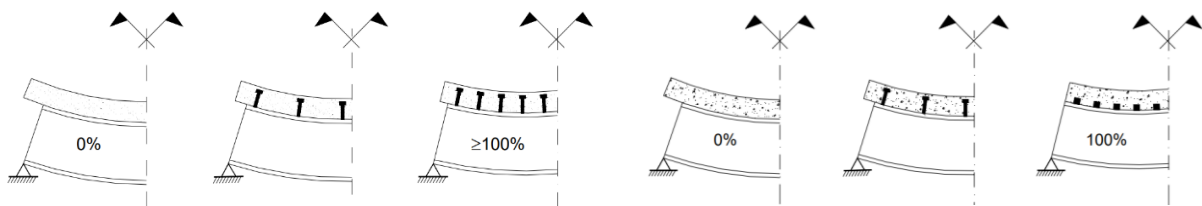


Figura 2.4 – Efeito da solidarização entre duas vigas em flexão.

Na construção mista, a laje é construída para funcionar no sentido transversal das vigas de aço, formando vão entre elas. O facto da viga de aço estar ligada ao betão através dos conectores de corte, leva a laje a tornar-se parte de um banzo comprimido fazendo com que, na maioria dos casos, a posição do eixo neutro da secção mista se posicione na metade superior da viga metálica. Assim sendo, a secção metálica atinge a máxima eficácia quando o eixo neutro se desloca em direção à laje, deixando-a comprimida e a viga de aço maioritariamente tracionada [5].

A resistência das vigas mistas depende do grau de interação e conexão entre os dois materiais. A conexão corresponde à forma/meio como é garantido o funcionamento conjunto dos dois materiais e está diretamente relacionada com a força desenvolvida na interface entre os dois materiais. Esta depende da quantidade e resistência dos meios de conexão.

A interação relaciona-se com o escorregamento entre os dois materiais e com a rigidez do meio de conexão. É importante perceber a diferença entre conexão e interação (Figura 2.5 a) e b)), que podem ser nulas, parciais ou totais. Quando há interação total não há escorregamento longitudinal e o colapso da estrutura dá-se pela plastificação excessiva da viga metálica ou rotura do betão. No caso da conexão total, apesar de poder ocorrer algum escorregamento, a viga atinge o máximo momento resistente antes de ocorrer rotura da ligação.



a) Influência do grau de conexão (nula, parcial e total)      b) Influência do grau de interação (nula, parcial e total)

Figura 2.5 – Conexão VS Interação [3].

### 2.2.2. LAJES MISTAS

As lajes mistas são formadas por chapas perfiladas de aço, pelas armaduras e pelo betão aplicado em obra (Figura 2.6). Depois da cura do betão, os vários elementos constituintes combinam-se estruturalmente formando a estrutura mista, destinada a suportar maioritariamente cargas distribuídas perpendiculares ao seu plano. O perfil representado na Figura 2.6 é um exemplo de chapa perfilada em aço que poderá ter as nervuras paralelas ou perpendiculares ao perfil metálico.

A chapa perfilada de aço, para além de substituir a armadura positiva da laje (armadura inferior), funciona como plataforma de trabalho e serve de cofragem para a betonagem das lajes mistas, permitindo uma maior velocidade construtiva, economia de tempo e diminuição ou mesmo ausência de escoramentos. Estas chapas de aço ajudam, ainda, no contraventamento lateral da estrutura desempenhando o papel de diafragma horizontal e controlam a fendilhação do betão resultante da retração do betão e das cargas que lhe são aplicadas.

As chapas perfiladas de aço são executadas com configurações capazes de transmitir o corte horizontal ao nível da interface entre a chapa e o betão, através da presença de pequenas saliências, reentrâncias ou recortes, ou com a utilização de pernos soldados, assegurando assim o comportamento misto [6].

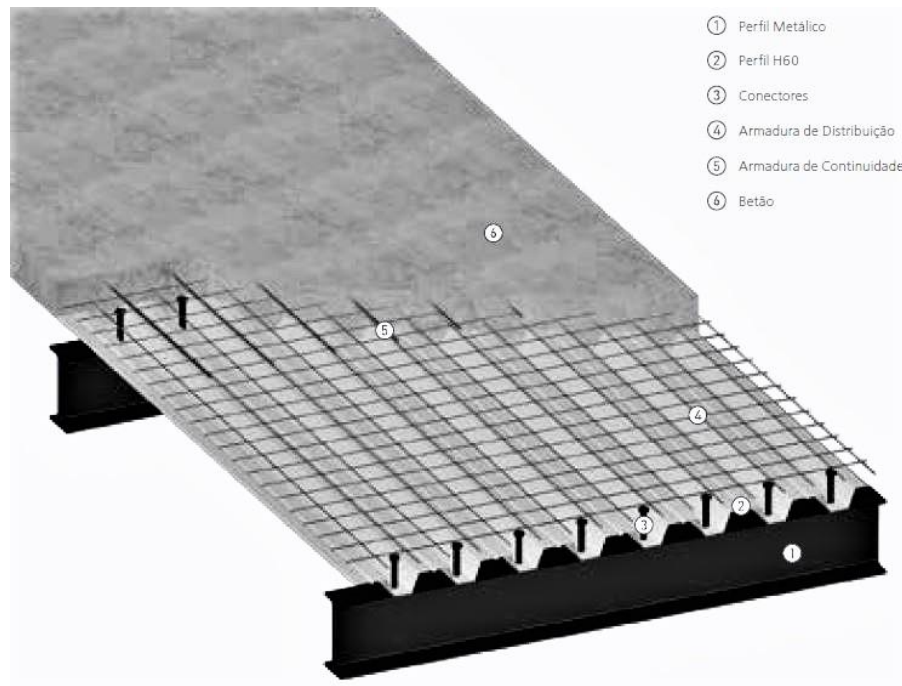


Figura 2.6 – Esquema de montagem de uma laje mista – Catálogo O FELIZ [7].

As lajes mistas variam consoante a forma, profundidade, espaçamento das nervuras, espessuras da chapa e tipo de ligação. Na Figura 2.7 apresentam-se alguns exemplos de ligações nas lajes mistas, em que:

- 1 – Interligação mecânica;
- 2 – Interligação por atrito;
- 3 – Amarração de extremidade com pernos de cabeça soldados através da chapa;
- 4 – Amarração de extremidade por deformação das nervuras.

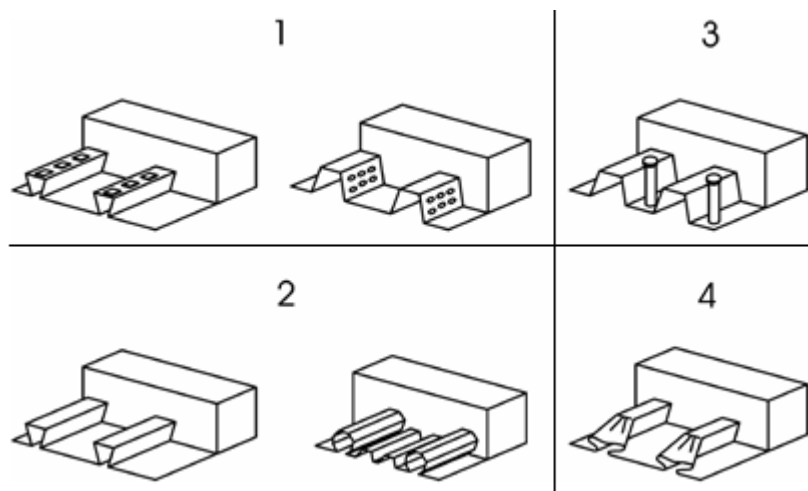


Figura 2.7 – Formas típicas de ligações nas lajes mistas [6].

### 2.2.3. PILARES MISTOS

Os pilares mistos não são utilizados no caso de estudo apresentado no Capítulo 4, no entanto faz-se aqui uma breve referência.

Tal como os restantes elementos mistos, os pilares mistos também são constituídos por dois ou mais materiais e apresentam grandes vantagens tanto a nível económico como arquitetónico. Para além das inúmeras formas possíveis da secção transversal, podem ser completa ou parcialmente envolvidos em betão (Figura 2.8 (a)), o que lhes confere uma resistência elevada em situação de incêndio. Nos casos em que o aço pode ficar exposto, os pilares mistos tubulares (Figura 2.8 (b)) são uma solução atrativa visto que o tubo funciona simultaneamente como armadura e cofragem, diminuindo os tempos de construção.

Nos casos onde as secções são parcialmente betonadas, o betão adia o fenómeno de encurvadura local dos banzos e impede a encurvadura da alma.

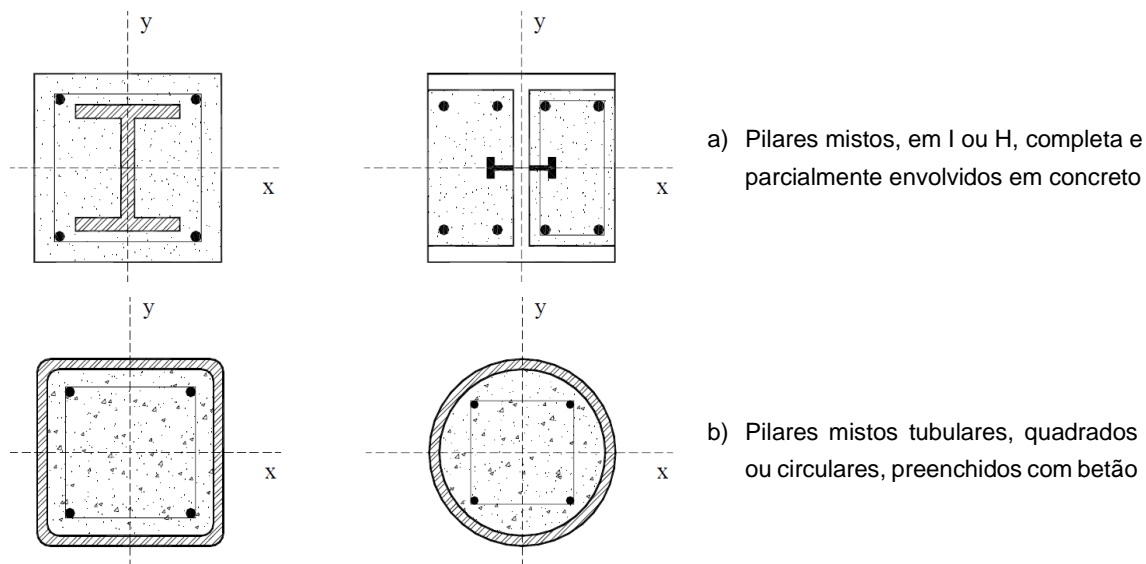


Figura 2.8 – Exemplos de secções transversais de pilares mistos [8].

### 2.3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS

As normas europeias em vigor para o dimensionamento de estruturas mistas sujeitas a cargas gravíticas e sísmicas são o Eurocódigo 4 [6] e o Eurocódigo 8 [9], respetivamente. Estas normas remetem para o Eurocódigo 0 [10] e para o Eurocódigo 1 [11] que definem regras gerais e regras para edifícios relativas às bases de projeto de estruturas, estados limites, ações, combinações de ações e coeficientes parciais a utilizar. Em simultâneo são também utilizados o Eurocódigo 2 [12] e o Eurocódigo 3 [13] que definem as regras para projetos de estruturas de betão armado e estruturas de aço, respetivamente.

Neste estudo é analisada uma estrutura porticada formada por vigas mistas e pilares metálicos, no entanto, dá-se especial importância às vigas mistas pelo facto do estudo se focar na influência do método de cálculo de larguras efetivas a considerar na análise e dimensionamento das vigas mistas.

### 2.3.1. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 4

#### 2.3.1.1. Análise estrutural – Análise linear elástica

Os esforços e deformações resultantes das ações quantificadas e combinadas de acordo com os Eurocódigos 0 e 1 são determinados a partir de uma análise global das vigas mistas. O Eurocódigo 4 permite a utilização de quatro métodos distintos de análise global:

- Análise elástica linear;
- Análise global não linear;
- Análise elástica linear com redistribuição limitada para (edifícios);
- Análise global rígido-plástica para edifícios.

A análise linear elástica, utilizada neste estudo e abordada nesta secção, pode ser aplicada em todos os estados limites independentemente das classes das secções transversais, desde que se tenham em consideração os efeitos da fendilhação, da fluência e retração do betão e do faseamento da construção.

Este tipo de análise deve considerar a flexibilidade dos banzos de aço ou de betão sob a tensão de corte no seu plano (*shear lag*). O efeito de *shear lag* é tido em conta através da utilização de uma largura efetiva de banzo de betão – conceito abordado no Capítulo 3 desta dissertação.

Os efeitos da fluência e retração podem ser considerados através da utilização de coeficientes de homogeneização,  $n_L$ , para o betão. Estes coeficientes podem ser determinados a partir da seguinte expressão:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (\text{Eq. 1.})$$

Em que  $n_0$  corresponde ao coeficiente de homogeneização (relação dos módulos de elasticidade aço e do betão:  $E_a/E_{cm}$ ) para as ações de curta duração;  $\varphi_t$  é o coeficiente de fluência  $\varphi(t,t_0)$  em função da idade do betão na data considerada e da idade na data do carregamento, calculado de acordo com as cláusulas 3.1.4 ou 11.3.3 do Eurocódigo 2; e  $\psi_L$  é um coeficiente de ajuste do coeficiente de fluência, que deverá ser igual a 1,1 para ações permanentes, a 0,55 para os efeitos da retração e a 1,5 para o pré-esforço por deformações impostas.

Como simplificação, o Eurocódigo 4 permite que os efeitos da fluência sejam considerados substituindo as áreas de betão,  $A_c$ , por áreas equivalentes efetivas de aço,  $A_c/n$ , para ações de curta e longa duração, em estruturas que não se destinam a armazenagem e que não são pré-esforçadas por deformações impostas controladas, em que  $n$  é o coeficiente de homogeneização nominal correspondente a um módulo de elasticidade efetivo do betão  $E_{c,eff}$  igual a  $E_{cm}/2$ :

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}/2} \quad (\text{Eq. 2.})$$

Relativamente aos efeitos da fendilhação do betão, deverá ser efetuada, numa primeira fase, uma “análise não fendilhada” através do cálculo da envolvente de esforços para as combinações características, incluindo os efeitos de longa duração e tendo em conta a rigidez de flexão,  $E_a I_1$ , das secções não fendilhadas. A rigidez à flexão obtém-se considerando que a largura efetiva do banzo de betão é a que corresponde à zona do meio vão. Nas zonas onde a tensão de tração na fibra extrema do betão correspondente à envolvente de esforços exceder o dobro do valor médio da tensão do betão à tração simples,  $f_{ctm}$ , (ver Tabela 3.1 do Eurocódigo 2) é necessário considerar a fendilhação do betão.

Considera-se então uma nova rigidez de flexão,  $E_a I_2$ , na qual é desprezado o betão e considerada a armadura longitudinal existente na largura efetiva considerada na zona fendilhada.

Para uma determinação mais simples da zona fendilhada de betão, o Eurocódigo 4 permite que, quando todas as relações entre vãos contínuos adjacentes (mais curto/mais comprido) são pelo menos 0,60, o efeito da fendilhação poderá ser considerado utilizando a rigidez de flexão  $E_a I_2$  ao longo de 15% do vão para cada lado do apoio intermédio e utilizando a rigidez não fendilhada nas restantes zonas  $E_a I_1$  (Figura 2.9). Esta simplificação é permitida em vigas mistas contínuas com banzos de betão não pré-esforçado acima da secção de aço.

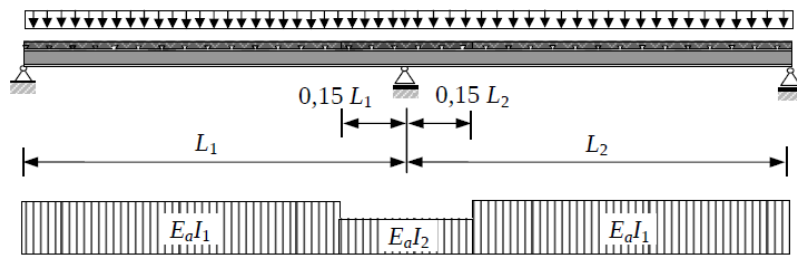


Figura 2.9 – Definição das zonas de rigidez de flexão fendilhada e não fendilhada.

Quando a construção não é escorada, é importante fazer uma análise adequada que inclua os efeitos associados a este método construtivo: se aplicável, deve-se considerar separadamente os efeitos das ações aplicadas ao aço estrutural e aos elementos total ou parcialmente mistos. Estes efeitos do faseamento da construção podem ser ignorados nos elementos mistos de classe 1 ou 2 nos quais não é necessário ter em conta a encurvadura lateral e na análise dos estados limites últimos que não sejam o de fadiga.

### 2.3.1.2. Classificação das secções transversais

A classificação das secções transversais permite perceber a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são afetadas pela ocorrência de encurvadura local. Numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, enquanto que, numa secção esbelta isso pode não acontecer em consequência dos fenómenos de encurvadura local.

A classificação das secções de vigas mistas é efetuada pelo método descrito nas cláusulas 5.5 e 5.6 do Eurocódigo 3 e divide-se em quatro classes distintas:

- Classe 1 – secções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 – secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 – secções em que a tensão na fibra extrema mais comprimida pode atingir a tensão de cedência, mas a encurvadura local impede que se atinja o momento plástico;
- Classe 4 – secções em que a encurvadura local impede que se atinja a tensão de cedência nas fibras mais comprimidas.

Na Figura 2.10 ilustra-se o comportamento à flexão das secções transversais das classes 1 a 4, em que  $M_{pl}$  corresponde ao momento plástico da secção,  $M_{el}$  corresponde ao momento elástico da secção e  $\phi_s$  é a curvatura.

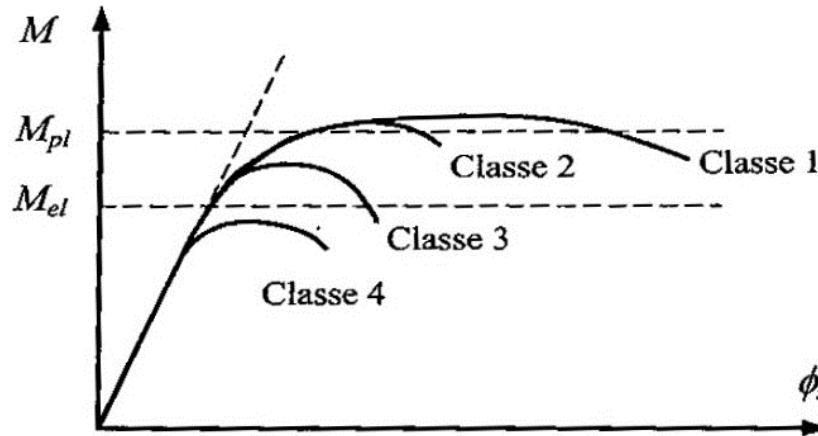


Figura 2.10 – Comportamento de secções das classes 1 a 4 à flexão [14].

Em suma, para secções transversais de classes 1 e 2 deverá utilizar-se a distribuição plástica de tensões e para secções transversais de classes 3 e 4, deverá ser utilizada a distribuição elástica de tensões tendo em conta o faseamento da construção e os efeitos da fluência e da retração.

### 2.3.1.3. Verificações de segurança para o Estado Limite Último

De acordo com o Eurocódigo 4 devem ser efetuadas as seguintes verificações de segurança:

- Resistência das secções transversais críticas (cláusulas 6.2 e 6.3);
- Resistência à encurvadura lateral (cláusula 6.4);
- Resistência à encurvadura por esforço transversal (cláusula 6.2.2.3) e às forças transversais nas almas (cláusula 6.5);
- Resistência ao corte longitudinal (cláusula 6.6).

Nas secções transversais críticas incluem-se as secções de momento fletor máximo, os apoios, as secções sujeitas a cargas concentradas ou a reações e as zonas de mudança brusca de secção transversal, que não seja devida à fendilhação do betão.

O Eurocódigo 4 distingue dois tipos de secções: secções em que o perfil de aço não está betonado (cláusula 6.2) e secções em que o perfil de aço está parcialmente betonado (cláusula 6.3). Para cada tipo de secção é necessário averiguar a resistência à flexão e ao esforço transversal, tanto para secções de classes 1 e 2 (análise plástica) como 3 e 4 (análise elástica).

De seguida apresenta-se um breve resumo da determinação do momento resistente plástico  $M_{pl,Rd}$  considerando os seguintes pressupostos:

- Perfil de aço não betonado;
- Interação total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- A secção efetiva do elemento de aço estrutural é solicitada a uma tensão igual à sua tensão de cedência de cálculo  $f_{yd}$  (em tração ou compressão);

- As secções efetivas das armaduras longitudinais são solicitadas a uma tensão igual à sua tensão de cedência de cálculo  $f_{sd}$  (em tração ou compressão). Como alternativa, esta armadura da laje pode ser desprezada caso esteja à compressão;
- A secção efetiva de betão comprimida equilibra uma tensão de  $0.85f_{cd}$ , constante em toda a altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão;
- É desprezada a resistência do betão à tração;

Nas Figura 2.11 e Figura 2.12 são representadas distribuições plásticas de tensões na secção mista de acordo com as premissas anteriormente referidas, sob a ação de momentos flectores positivos (*sagging*) e negativos (*hogging*), respetivamente.

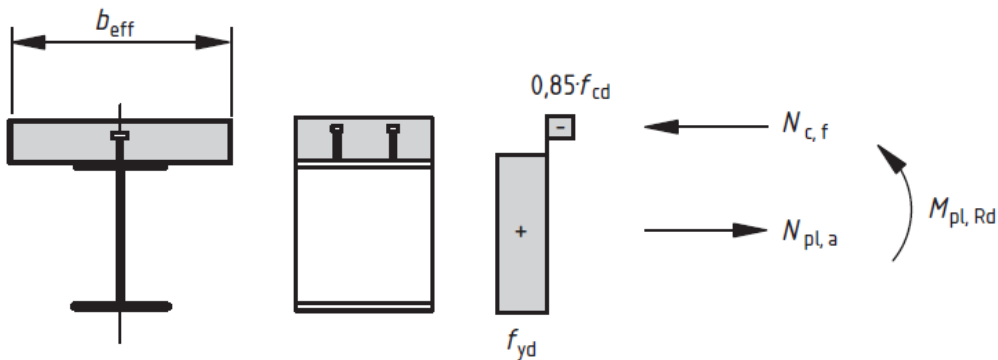


Figura 2.11 – Distribuições plásticas de tensões para uma viga mista com laje maciça e conexão total, sob a ação de momentos flectores positivos.

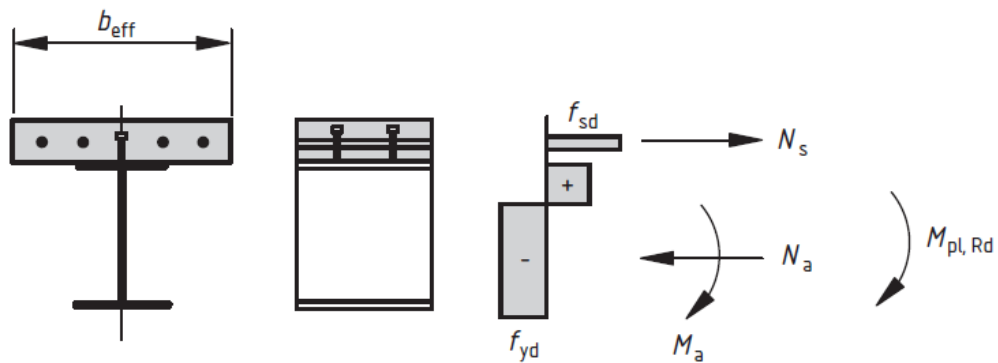


Figura 2.12 – Distribuições plásticas de tensões para uma viga mista com laje maciça e conexão total, sob a ação de momentos flectores negativos.

O Eurocódigo 4 não disponibiliza expressões para o cálculo do momento fletor resistente plástico, porém, a partir da posição do eixo neutro plástico,  $LN_{pl}$ , é possível a sua determinação. O eixo neutro plástico pode ser obtido dividindo a secção transversal mista em blocos e estabelecendo o equilíbrio entre trações e compressões. De seguida, obtém-se o momento fletor resistente multiplicando a força resultante  $F_i$  em cada bloco pela distância do centro desse bloco ao eixo neutro  $z_i$  (Figura 2.13):

$$M_{pl,Rd} = \sum_i F_i \cdot z_i \quad (\text{Eq. 3.})$$

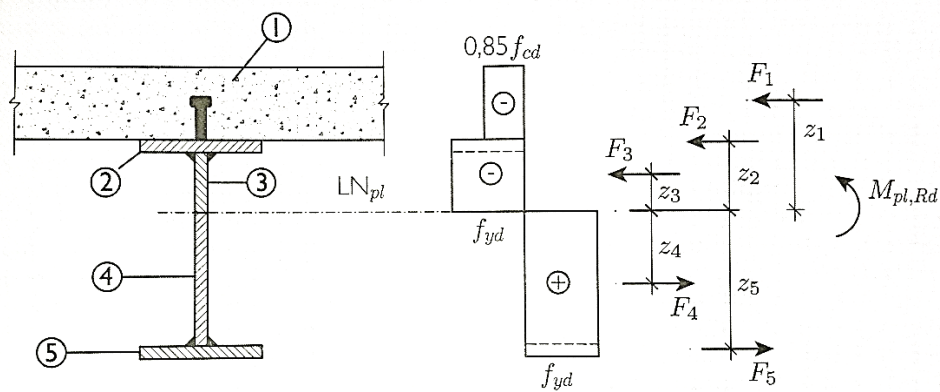


Figura 2.13 – Esquema representativo da determinação do momento fletor resistente plástico positivo,  $M_{pl,Rd}$ .

Para secções mistas com aço estrutural de classe de resistência elevada (S420 ou S460), em que a distância do eixo neutro plástico à fibra extrema da laje de betão comprimida é superior a 15% da altura total da secção, o momento fletor resistente de cálculo deve ser multiplicado por um fator de redução  $\beta$ , representado na Figura 6.3 do Eurocódigo 4.

Relativamente às secções transversais de classes 3 e 4, em que as resistências à flexão com base na secção efetiva são determinadas a partir de uma análise elástica, o Eurocódigo 4 apenas indica tensões limite de flexão a considerar nos diversos materiais:

- $f_{cd}$  no betão comprimido;
- $f_{yd}$  no aço estrutural tracionado ou comprimido;
- $f_{sd}$  na armadura tracionada ou comprimida. Esta armadura poderá ser desprezada quando está à compressão.

No cálculo das resistências elásticas à flexão, o efeito da fluência é considerado através do coeficiente de homogeneização referido na Secção 2.4.1.1 desta dissertação.

O Eurocódigo 4 permite, de forma conservativa, que a resistência ao esforço transversal,  $V_{pl,Rd}$ , de uma viga mista seja considerada igual à resistência da secção de aço estrutural,  $V_{pl,a,Rd}$ , (cláusula 6.2.2). O cálculo das resistências, plástica e elástica, ao esforço transversal de uma secção de aço é apresentado na cláusula 6.2.6 do Eurocódigo 3. Esta norma refere ainda que deverá ser verificada a resistência à encurvadura por esforço transversal e a possível interação flexão-esforço transversal.

Outro fator a ter em consideração nas verificações ao estado limite último é a encurvadura lateral ou bambeamento. Este fenómeno pode verificar-se, no meio vão da viga, se o banzo superior do perfil de aço não estiver impedido de se deslocar lateralmente. Ao contrário do que acontece com a encurvadura local, em que o deslocamento do banzo inferior da viga é essencialmente vertical, na encurvadura lateral o deslocamento ocorre na direção horizontal (Figura 2.14).

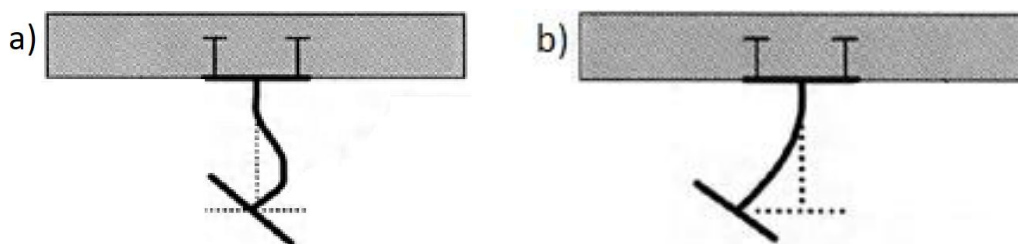


Figura 2.14 – Distinção entre encurvadura local (a) e encurvadura lateral (b). Adaptado de [15]

O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral,  $M_{b,Rd}$ , de uma viga mista contínua não travada lateralmente resulta da minoração do momento fletor resistente,  $M_{Rd}$ , (plástico ou elástico, consoante a classe da secção transversal) através de um coeficiente redutor,  $\chi_{LT}$ , que é função da esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (\text{Eq. 4.})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (\text{Eq. 5.})$$

Em que  $\chi_{LT}$  se determina pelo método descrito nas cláusulas 6.3.2.2 e 6.3.2.3 do Eurocódigo 3,  $M_{Rk}$  corresponde ao momento resistente da secção mista calculado a partir dos valores característicos das propriedades dos materiais e  $M_{cr}$  é o momento crítico elástico de encurvadura lateral no apoio intermédio do tramo considerado com o maior momento fletor negativo.

O Eurocódigo 4 permite ainda uma verificação simplificada para edifícios, sem a necessidade de cálculo direto, apresentada na cláusula 6.4.3 da norma Europeia.

A verificação da resistência ao corte longitudinal também deve ser efetuada e é detalhada na cláusula 6.6 do Eurocódigo 4. Esta resistência ao corte longitudinal é aplicável em vigas mistas e a outros tipos de elementos mistos e depende, essencialmente, dos conetores e armaduras transversais colocadas na laje do piso.

#### 2.3.1.4. Verificações de segurança para o Estado Limite de Utilização

As estruturas mistas devem ser projetadas e construídas de acordo com os critérios de verificação dos estados limites de utilização definidos na cláusula 3.4 do Eurocódigo 0.

No estado limite de utilização, o cálculo das tensões em vigas deve incluir os seguintes aspetos:

- Efeito de *shear lag*;
- Fluência e retração do betão;
- Fendilhação do betão;
- Processo construtivo;
- Interação parcial;
- Comportamento não elástico do aço e das armaduras;
- Efeitos de torção.

As deformações numa viga mista devem ser determinadas com base numa análise elástica que inclua os efeitos da fluência e da retração, através de coeficientes de homogeneização  $n$ . Na análise das secções deve ser desprezada a resistência à tração do betão.

O efeito da fendilhação do betão na flecha da viga deverá ser tido em conta adotando os métodos referidos na secção 2.4.1.1 deste estudo. Como simplificação, para vigas com secções críticas das classes 1, 2 e 3, em cada apoio intermédio onde  $f_{ctm}$  exceda  $1.5f_{ctm}$ , o momento fletor obtido através de uma análise não fendilhada deve ser reduzido pelo fator  $f_1$ , e os correspondentes aumentos adicionados aos momentos flectores atuantes nos tramos adjacentes.

Quando as vigas não são escoradas, a influência da plastificação do aço estrutural deve ser considerada através da redução do momento fletor no apoio por um fator suplementar  $f_2$  que é igual a 0,5 se  $f_y$  for atingido antes da cura do betão e igual a 0,7 se  $f_y$  for atingido após a cura da laje de betão.

O efeito da encurvadura devida à retração do betão só deverá ser incluído se a relação entre o vão e a altura total da viga for superior a 20.

Relativamente à fendilhação do betão, a limitação e o cálculo da abertura de fendas pode ser estimada de acordo com as cláusulas 7.3.1 e 7.3.2 do Eurocódigo 2. No entanto, como alternativa, o Eurocódigo 4 permite a limitação da largura de fendas a um valor aceitável através da consideração de uma armadura mínima,  $A_s$ , com características específicas definidas nas cláusulas 7.4.2 e 7.4.3 da norma:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{Eq. 6.})$$

Em que  $k_s$  é o coeficiente que considera o efeito da redução do esforço normal da laje de betão;  $k_c$  é o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação;  $k$  é o coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas;  $f_{ct,eff}$  é o valor médio da resistência do betão à tração à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formarem;  $A_{ct}$  é a área da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação e  $\sigma_s$  é a tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a fendilhação.

Quando as vigas são calculadas como simplesmente apoiadas, deverá ser colocada uma armadura longitudinal na largura efetiva da laje de betão superior a 0,4% ou 0,2%, para o caso da construção ser escorada ou não escorada, respetivamente.

### 2.3.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os seguintes requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso: a estrutura deve estar preparada de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.
- Requisito de limitação de danos: a estrutura deve estar preparada de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem ocorrência de danos e de limitações de utilização.

Como tal, o Eurocódigo 8 propõe um conjunto de princípios orientadores que devem ser tidos em conta na fase de conceção estrutural:

- Simplicidade estrutural caracterizada pela existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Resistência e rigidez à torção através de contraventamentos distribuídos na periferia do edifício;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

### 2.3.2.1. Ação sísmica

De acordo com o Eurocódigo 8, os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, em função da sismicidade do local, admitindo-se que a sismicidade em cada zona é constante.

Sabendo que Portugal se encontra numa zona de sismicidade moderada e que existem duas zonas de geração de sismos capazes de produzir sismos de características distintas, então, esta norma define dois tipos de ação sísmica:

- Ação sísmica do tipo 1 – sismos de elevada magnitude, com distâncias epicentrais elevadas, energia nas bandas das baixas e médias frequências e com durações elevadas;
- Ação sísmica do tipo 2 – sismos de média magnitude, de distâncias epicentrais baixas, energia nas bandas das altas frequências e de curta duração.

Na Figura 2.15 pode-se verificar o zonamento sísmico de território nacional (continente) em função do tipo de ação sísmica.

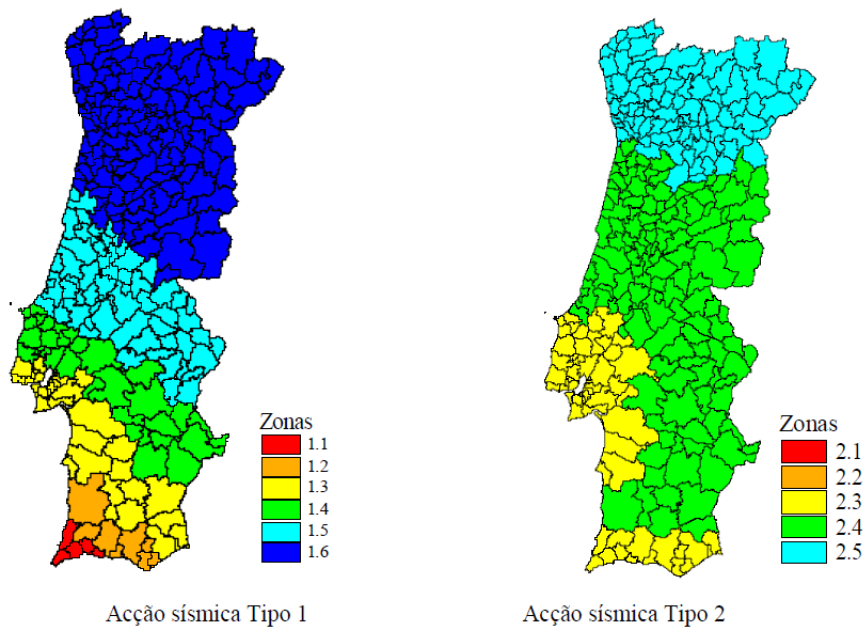


Figura 2.15 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [9].

A partir da classe de importância da estrutura (parâmetro de diferenciação de fiabilidade de estruturas), da zona sísmica e tipo de ação sísmica é definido o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (rocha),  $a_g$ :

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (\text{Eq. 7.})$$

Em que  $\gamma_I$  é o coeficiente de importância (definido em função da classe de importância da estrutura) e  $a_{gR}$  é o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A.

A ação sísmica é representada através de um espectro de resposta elástica (Figura 2.16) que traduz as componentes horizontais da ação sísmica. O espectro de resposta elástica é definido com base nas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (\text{Eq. 8.})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{Eq. 9.})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{Eq. 10.})$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (\text{Eq. 11.})$$

Em que:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástica;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – Coeficiente de solo;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referencia  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso.

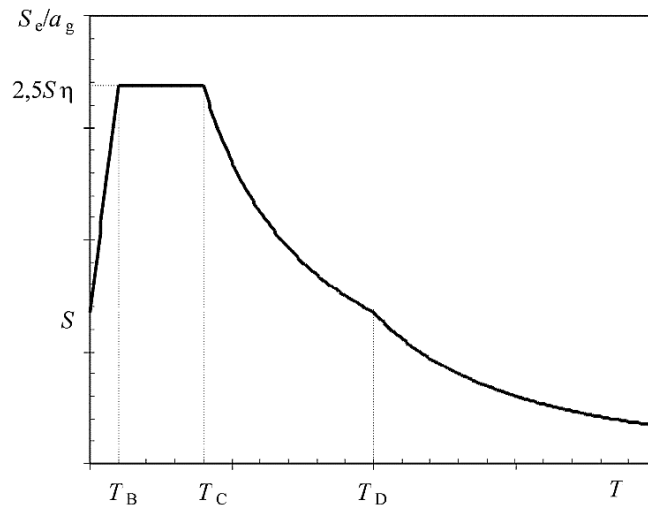


Figura 2.16 – Forma do espectro de resposta elástica [9].

Por razões económicas, e tendo em conta a capacidade de dissipação de energia das estruturas, a análise elástica da estrutura é baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao espectro de resposta elástico: espectro de cálculo para a análise elástica. O espectro de cálculo é afetado por um coeficiente de comportamento,  $q$ , que reduz o nível de resistência requerido para a estrutura. Este coeficiente representa a ductilidade global do sistema, ou seja, a capacidade que a estrutura tem de se deformar através do comportamento não linear dos materiais e depende, por isso, da capacidade de dissipação energética da estrutura.

O Eurocódigo 8 define três classes de ductilidade da estrutura: baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH), que são associadas aos princípios de projeto (ver cláusula 7.1.2 do Eurocódigo 8) estabelecidos pela norma para edifícios mistos aço-betão:

- Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação;
- Princípio b) Comportamento estrutural dissipativo com zonas dissipativas mistas;
- Princípio c) Comportamento estrutural dissipativo com zonas dissipativas de aço.

No Quadro 2.2 são apresentados os intervalos de valores de referência do coeficiente de comportamento de acordo com o princípio de projeto e classe de ductilidade estrutural para edifícios mistos aço-betão.

Quadro 2.2 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e valores de referenciados coeficientes de comportamento para edifícios mistos aço-betão [9].

Princípio de projeto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo de valores de referência do coeficiente de comportamento, $q$
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
		$\leq 4$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DMC (Média)	Também limitada pelos valores do Quadro 7.2 do EC8
	DCH (Alta)	Unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2 do EC8

Como a ação sísmica é calculada considerando uma redução da aceleração de cálculo através de um coeficiente de comportamento, para evitar esforços muito elevados e uma estrutura final demasiado rígida, é importante que no cálculo dos deslocamentos esse mesmo coeficiente de comportamento seja considerado. Ou seja, apesar de serem obtidos esforços minorados por um coeficiente de comportamento, é importante considerar deslocamentos mais “realistas”, sendo então estes determinados através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d d_e \quad (\text{Eq. 12.})$$

Em que  $d_s$  é o deslocamento num determinado ponto devido à ação sísmica de cálculo,  $q_d$  é o coeficiente de comportamento em deslocamento e  $d_e$  o deslocamento do mesmo ponto resultante de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

### 2.3.2.2. Análise estrutural

Um fator importante a considerar na análise de estruturas é o efeito de torção acidental que traduz a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico. Para tal, o centro de massa definido para casa piso  $i$  deve ser deslocado de uma excentricidade acidental  $e_{ai}$ , em cada direção, de:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (\text{Eq. 13.})$$

Em que  $L_i$  é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

No dimensionamento sísmico de estruturas mistas, nas zonas onde o betão se encontra tracionado deve-se admitir que o mesmo está fendilhado e que na secção mista apenas estão ativas as partes de aço da secção. No caso das zonas onde o betão se encontra comprimido, é necessário ter em conta, na rigidez da secção, um coeficiente de homogeneização  $\eta$ . O mesmo acontece no Eurocódigo 4, no entanto, no caso do Eurocódigo 8 este coeficiente toma valores diferentes:

$$\eta = E_a / E_{cm} = 7 \quad (\text{Eq. 14.})$$

Nas zonas onde o betão está comprimido, para o cálculo do momento de inércia da secção deverá ser considerada a largura efetiva da laje definida na secção 3.4.1.2 da presente dissertação.

### 2.3.2.3. Métodos de análise – Método de análise por forças laterais

O Eurocódigo 8 permite a utilização de várias metodologias de análise, sendo que, quanto maior for a irregularidade da estrutura em planta e em altura, maior terá de ser a complexidade do modelo e da análise estrutural. Em função das características estruturais do edifício, o Eurocódigo 8 prevê, então, os seguintes métodos:

- Método de análise por forças laterais;
- Análise modal por espectro de resposta;
- Métodos não lineares.

O método de análise por forças laterais tem um campo de aplicabilidade inferior aos restantes porque apenas pode ser aplicado em edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada por modos de vibração superiores ao primeiro modo de vibração, para cada direção principal. Este método é utilizado no Capítulo 4 desta dissertação para realizar a análise linear elástica dos vários casos de estudo, e portanto, será o método abordado nesta secção.

Para que o método de análise por forças laterais possa ser utilizado duas condições têm de ser satisfeitas: períodos de vibração fundamentais  $T_1$  inferiores a  $4T_C$ , que por sua vez tem de ser inferior a 2,0 segundos e o edifício classificado como regular em altura (ver cláusula 4.2.3.3. do Eurocódigo 8).

De acordo com este método de análise, o valor total de força de corte na base do edifício (força de corte basal  $F_b$ ) é dado pelo produto da massa modal efetiva do primeiro modo de vibração pelo valor da aceleração obtido do espectro de resposta:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Eq. 15.})$$

Em que  $S_d(T_1)$  é o valor da aceleração espectral para o período de vibração  $T_1$ ,  $m$  é a massa total do edifício e  $\lambda$  é um fator de correção igual a 0,85 se  $T_1 \leq 2T_C$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou igual a 1,0 nos restantes casos.

Os esforços sísmicos devem ser determinados através da aplicação de forças horizontais,  $F_i$ , em todos os pisos, que resultam da distribuição da força de corte em altura do edifício:

$$F_i = F_b \cdot \frac{d_i \cdot m_i}{\sum d_i \cdot m_i} \quad (\text{Eq. 16.})$$

Em que  $F_i$  é a força horizontal atuante no piso  $i$ ,  $m_i$  as massas nos pisos e  $d_i$  são os deslocamentos das massas  $m_i$  no modo de vibração fundamental.

Neste método os efeitos acidentais de torção podem ser determinados através da multiplicação dos esforços de cada elemento resistente por um coeficiente  $\delta$ :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (\text{Eq. 17.})$$

Em que  $x$  é a distancia do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta e  $L_e$  a distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados. Estas distâncias são medidas perpendicularmente à ação sísmica em causa.

#### 2.3.2.4. Verificações de segurança para o Estado Limite Último

Segundo o Eurocódigo 8 são várias as condições que têm de ser verificadas e cumpridas para que se considere satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso: resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

Nas condições de resistência e deformação, como primeiro critério, é necessário verificar se os efeitos de 2ª ordem (efeitos P- $\Delta$ ) devem, ou não, ser considerados. É necessário garantir que o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos  $\theta$  seja inferior a 0,10:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (\text{Eq. 18.})$$

Em que  $P_{tot}$  é a carga gravítica total devida aos pisos acima do piso considerado,  $V_{tot}$  a força de corte sísmica total no piso considerado,  $d_r$  o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos e  $h$  a altura entre pisos. Se  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , podem-se avaliar os efeitos de segunda ordem de um modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a  $1/(1 - \theta)$ .

No caso de ocorrência de rotura da estrutura, é necessário garantir que esta ocorra através de um mecanismo de colapso pilar forte / viga fraca. Ou seja, os pórticos devem estar preparados para que as rótulas plásticas se formem nas vigas ou nas ligações das vigas aos pilares, e não nos pilares (Figura 2.17).

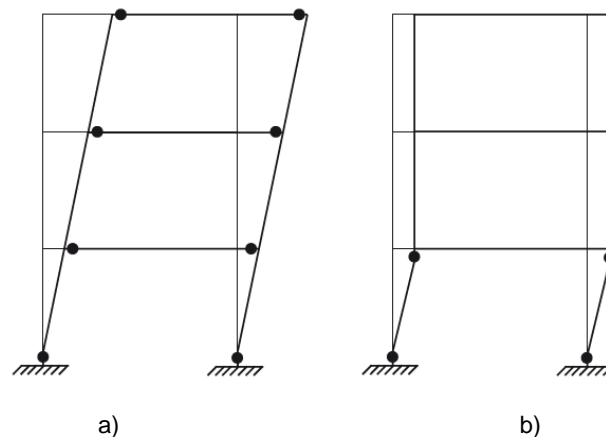


Figura 2.17 – Zonas de formação de rótulas plásticas, a) Mecanismo pilar forte / viga fraca; b) Mecanismo pilar fraco / viga forte.

Para que este critério de ductilidade seja cumprido é necessário garantir a seguinte condição nas zonas de ligação viga-pilar:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (\text{Eq. 19.})$$

Em que  $\sum M_{Rc}$  corresponde à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó e  $\sum M_{Rb}$  à soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

A plastificação e a encurvadura local não devem afetar a estabilidade da estrutura, portanto as zonas dissipativas (elementos onde se prevê a formação de rótulas - vigas) devem possuir ductilidade e resistência suficientes e as zonas/elementos não dissipativos (pilares) deverão possuir uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica das partes dissipativas.

Nas vigas mistas é necessário garantir que o momento plástico e a capacidade de rotação nas rótulas plásticas não são reduzidos pelas forças de compressão e de corte e, como tal, é necessário verificar as condições de projeto definidas na cláusula 6.6.2 do Eurocódigo 8:

$$M_{ed} \leq M_{pRd} \quad (\text{Eq. 20.})$$

$$N_{ed} \leq 0,15 N_{Rd} \quad (\text{Eq. 21.})$$

$$V_{ed} \leq 0,5 V_{Rd} \quad (\text{Eq. 22.})$$

Outra verificação necessária que garante, também, a ductilidade nas rótulas plásticas é a seguinte:

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (\text{Eq. 23.})$$

Em que  $x/d$  é a relação da distância  $x$  (entre a fibra comprimida superior do betão e o eixo neutro plástico) e a altura  $d$  da secção mista;  $\varepsilon_{cu2}$  é a extensão de compressão última do betão e  $\varepsilon_a$  a extensão total do aço no estado limite último. Esta regra considera-se cumprida quando a relação  $x/d$  é inferior aos limites apresentados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Valores limite da relação  $x/d$  em função da ductilidade de vigas mistas [9].

Classe de ductilidade	q	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Limite superior de $x/d$
DCM	$1,5 < Q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < Q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

#### 2.3.2.5. Verificações para o Estado de Limitação de Danos

O Eurocódigo 8 considera satisfeito o requisito de limitação de danos caso se verifiquem valores de deslocamentos relativos inferiores aos estipulados pela norma, que garantem que em caso de ocorrência de um sismo a estrutura possa ser economicamente recuperável. Esses deslocamentos relativos são apresentados na cláusula 4.4.3.2 do Eurocódigo 8 e dependem da altura entre pisos e de um coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno e a classe de importância do edifício.

# 3

## LARGURA EFETIVA

### 3.1. INTRODUÇÃO

A rigidez, resistência e ductilidade das vigas mistas de aço-betão têm vindo a ser reconhecidas ao longo dos anos. A consideração deste tipo de elementos no processo de dimensionamento é tratada de uma forma semelhante à dos elementos de betão armado ou aço, inclusivamente através da análise da tradicional secção em “T”. Esta simplificação envolve, no entanto, uma série de pressupostos, sendo o mais relevante a porção de laje (largura efetiva) que deve ser considerada na análise da secção da viga mista.

A teoria básica da flexão de vigas admite que as tensões axiais não variam ao longo da largura da laje. No entanto, sabe-se que quando os vãos entre vigas são elevados, não há uma distribuição uniforme das tensões axiais na laje ocorrendo o efeito de *shear lag* (Figura 3.1). Para simular este efeito, a largura da laje é reduzida sendo considerada uma largura efetiva em que se pode assumir que as tensões são uniformes, e iguais à tensão máxima no eixo central do perfil de aço, nessa largura [16].

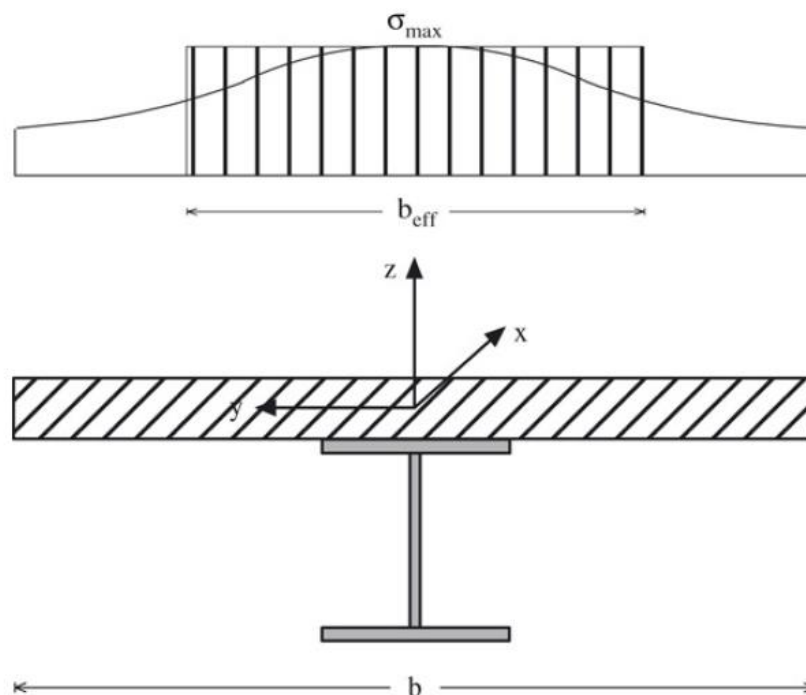


Figura 3.1 – Distribuição das tensões na laje considerando o efeito de *shear lag* [17].

Matematicamente a largura efetiva,  $b_{eff}$ , pode ser definida pela seguinte expressão [17]:

$$b_{eff} = \frac{1}{[\sigma_x]_{y=0}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \sigma_x dy \quad (\text{Eq. 24.})$$

O cálculo exato da largura efetiva depende de um conjunto de fatores, nomeadamente, dos tipos de carregamento, condições de apoio e respetiva distribuição de momentos, relação entre a espessura da laje e altura da viga e da armadura longitudinal disposta na laje. A determinação exata da largura efetiva é um processo trabalhoso que deixa em aberto uma série de suposições, métodos / recomendações práticas de cálculo das mesmas, nas várias normas existentes.

### 3.2. ESTUDOS ANTERIORES SOBRE LARGURAS EFETIVAS

O conceito de largura efetiva tem sido um tema de discussão já há algumas décadas e, apesar dos inúmeros estudos que foram efetuados, nenhum se revelou completamente conclusivo em relação ao método de cálculo de largura efetiva que deve ser utilizado.

Esta secção incidirá sobre o resumo de várias propostas apresentadas por diferentes autores nos últimos anos, baseadas na análise de larguras efetivas.

Os efeitos do *shear lag* nas vigas mistas têm vindo a ser estudados desde os anos sessenta, quando Chapman e Balakrishnan [18] realizaram vários testes em vigas mistas simplesmente apoiadas, que permitiram um conhecimento base do funcionamento estrutural dos elementos mistos aço-betão.

Mais tarde, Adekola [19] estudou o conceito de largura efetiva em função da variação de parâmetros geométricos. A partir de análises numéricas concluiu que os conetores de corte utilizados nas vigas mistas e que o grau de interação influenciam notoriamente a largura efetiva. Ansourian [20] também estudou o conceito de largura efetiva, aplicando o método dos elementos finitos para realizar uma análise elástica de vigas mistas sujeitas a cargas uniformemente distribuídas. Desse estudo concluiu que as tensões na laje são exatas quando se considera que a largura efetiva é igual a um quarto do vão, no entanto, no caso da viga de aço as tensões só são exatas quando se considera uma largura efetiva igual à largura real da laje.

Já em 2003, Amadio et al. [21] fizeram uma avaliação das larguras efetivas para análises plásticas e elásticas de vigas mistas aço-betão. Os autores investigaram o comportamento das vigas sujeitas a momentos flectores positivos e negativos e, ainda, a influência da ligação viga-pilar, concluindo que apesar da presença das ligações não afetar os resultados, as larguras efetivas aumentam com o aumento da carga, tomando valores próximos da largura total da laje quando a viga está próxima do colapso.

Três anos mais tarde, Castro et al. [17] propuseram uma nova metodologia de cálculo de larguras efetivas mais simples de aplicar em comparação com outros procedimentos existentes, no entanto, limitada a vigas com interação total. A metodologia é aplicada num estudo paramétrico que permite concluir que a largura efetiva está particularmente relacionada com a largura real da laje, mas também com a espessura da laje e com o vão da viga.

Yuan et al. [22] também propuseram uma nova metodologia, comprovada pelos autores a nível teórico e prático, na qual as conclusões que obtiveram foram as mesmas que Castro et al, isto é, a largura efetiva está relacionada com a largura da laje, com o vão da viga e com a espessura da laje.

Em relação ao efeito de *shear lag*, Pinto [23] afirmou que com o aumento da espessura da laje este efeito é atenuado, pelo facto da diferença entre a tensão máxima longitudinal que ocorre no eixo de simetria da laje e a tensão na fibra de cada uma das extremidades ser menor.

Destaca-se, também, o estudo realizado por Lasheen et al. [24], que concluíram que, em vigas mistas, as lajes de betão com espessura normal podem ser substituídas por lajes de betão leve com espessura significativamente inferior, reduzindo a ductilidade e a capacidade de carga em apenas 2,2% e diminuindo o peso da laje de betão 22%, o que poderá ser vantajoso em determinadas estruturas mistas. Estes autores também concluíram que, em vigas mistas deste género, a espessura da laje não afeta a largura efetiva devido à maior proximidade da laje ao centro de gravidade da secção mista, no entanto, a largura efetiva considerada no estado limite último mostrou-se maior até 35% que no estado limite de serviço.

### 3.3. LARGURAS EFETIVAS PARA DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

Na presente secção é efetuado um resumo dos métodos de cálculo de larguras efetivas propostos pelas normas europeias e americanas em vigor, aplicáveis a estruturas mistas sujeitas a carregamentos gravíticos e sísmicos:

- Eurocódigo 2 (esta norma não é aplicável a estruturas mistas, no entanto, também propõe uma metodologia de cálculo da largura efetiva para estruturas de betão armado, que será considerada neste estudo);
- Eurocódigo 4;
- Eurocódigo 8;
- AISC 360-16 [25] – norma americana aplicável a estruturas metálicas e mistas sujeitas a carregamentos gravíticos;
- AISC 341-16 [26] - norma americana aplicável a estruturas metálicas e mistas sujeitas a carregamentos sísmicos. Esta norma é um complemento à norma AIS 360-16.

#### 3.3.1. EUROCÓDIGO 2 (CL. 5.3.2.1):

O Eurocódigo 2 define a largura efetiva do banzo comprimido em função da distância  $l_0$  entre pontos de momento nulo, ao longo das vigas em estudo. A distância  $l_0$  está definida na Figura 3.2 e é aplicável a todos os estados limites.

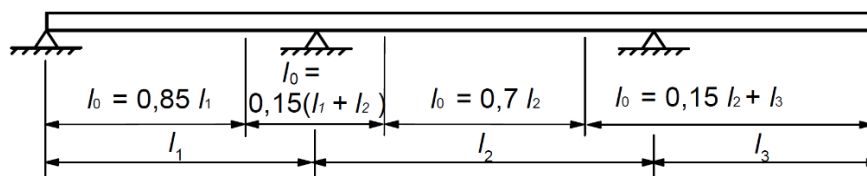


Figura 3.2 – Definição do parâmetro  $l_0$  [12].

Na Figura 3.3 são definidos os parâmetros que influenciam a largura efetiva aplicável a vigas em T e em L. Esta largura, ao longo da qual se podem admitir condições de tensão uniforme, deve ser determinada de acordo com a expressão seguinte.

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (\text{Eq. 25.})$$

Em que  $b_{eff,i}$  corresponde a:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (\text{Eq. 26.})$$

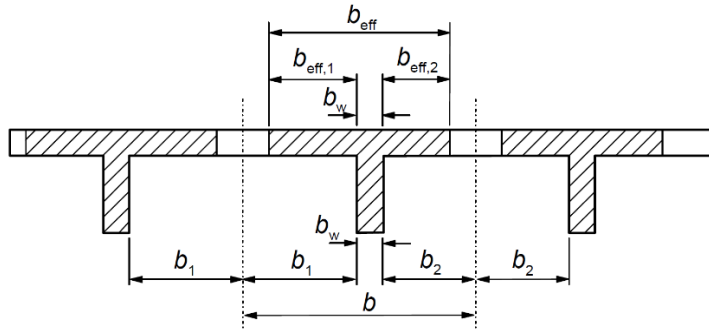


Figura 3.3 – Definição dos parâmetros para a determinação da largura efetiva [12].

Em suma, de acordo com o Eurocódigo 2, a largura efetiva do banço depende da distância entre vigas paralelas, ou seja, da largura de influência da viga, das dimensões da alma e do banço, do tipo de carregamento, das condições de apoio e das armaduras transversais. Esta norma permite a utilização de uma largura efetiva constante em todo o tramo, correspondente ao valor aplicável à secção do meio vão.

Relativamente à determinação dos efeitos das ações, a análise linear elástica pode ser efetuada admitindo secções não fendilhadas.

### 3.3.2. EUROCÓDIGO 4 (CL.5.4.1.2):

De acordo com o Eurocódigo 4 a largura efetiva do banço de betão depende do comprimento  $L_e$ , que traduz a distância aproximada entre pontos de momento fletor nulo e pode ser determinado de acordo com a Figura 3.4, em que:

- 1 -  $L_e = 0,85L_1$  para  $b_{eff,1}$
- 2 -  $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$  para  $b_{eff,2}$
- 3 -  $L_e = 0,70L_2$  para  $b_{eff,1}$
- 4 -  $L_e = 2L_3$  para  $b_{eff,2}$

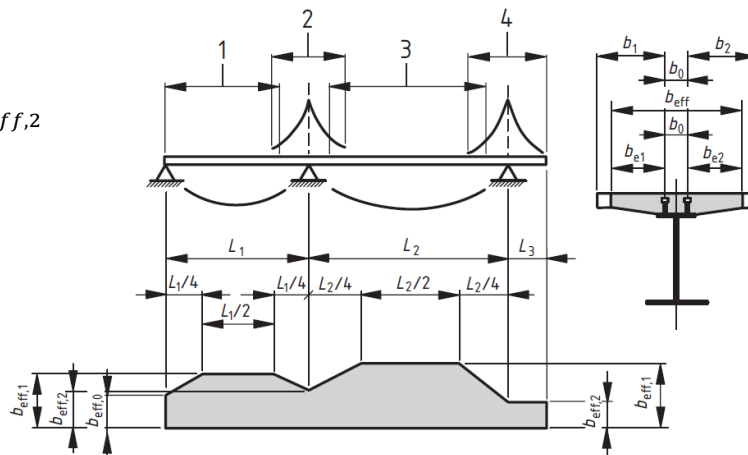


Figura 3.4 – Distâncias entre pontos de momento fletor nulo e respetivas larguras efetivas [6].

A largura efetiva total do banzo de betão deve ser determinada de acordo com as disposições seguintes:

- Para secções a meio vão ou a nível dos apoios intermédios:

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (\text{Eq. 27.})$$

Em que  $b_0$  corresponde à distância entre os centros dos conectores extremos e, no caso de estruturas de edifícios, para simplificação, pode ser considerado igual a zero. O parâmetro  $b_{ei}$  é o valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma e é determinado em função do vão equivalente do tramo extremo ( $L_e$ ):

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \quad (\text{Eq. 28.})$$

- Para secções em apoios de extremidade:

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma \beta_i b_{ei} \quad (\text{Eq. 29.})$$

Em que  $\beta_i$  corresponde a:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025L_e/b_{ei}) \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 30.})$$

Após a determinação das larguras efetivas para as zonas de momentos positivo e negativo, será necessário calcular as respetivas inércias positivas (I+) e negativas (I-), considerando os comprimentos definidos na Figura 3.4.

O Eurocódigo 4 permite que na análise global elástica se considere uma largura efetiva constante em cada tramo da viga mista. Sendo assim, para um tramo apoiado nas duas extremidades deverá ser considerado  $b_{eff1}$  e em zonas de apoio para consolas deverá ser considerado  $b_{eff2}$ .

Resumidamente, segundo o Eurocódigo 4, a largura efetiva do banzo de betão para o carregamento gravítico e ação do vento depende da dimensão do vão, do perfil metálico, do tipo de ação e sinal do momento fletor, condições de apoio, localização da viga (vão entre apoios interiores ou adjacentes a apoios exteriores), dos conectores e da distância entre vigas paralelas.

### 3.3.3. AISC 360-16 (CL. I3.1A):

Segundo a norma AISC 360-16, a largura efetiva total do banzo de betão deve ser a soma das larguras efetivas de cada lado da secção transversal, contabilizadas a partir do eixo da mesma. As larguras efetivas de cada lado da secção não devem exceder:

- 1/8 do vão da viga, medido entre apoios;
- metade da distância até ao eixo da viga adjacente;
- a distância entre o apoio e a extremidade da consola.

Para simplificação, os critérios a considerar na determinação de larguras efetivas são iguais em vigas simplesmente apoiadas e contínuas.

### 3.4. LARGURAS EFETIVAS PARA DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

#### 3.4.1. EUROCÓDIGO 8 (CL. 7.6.3):

No Eurocódigo 8, ao contrário do que acontece nos Eurocódigos 2 e 4, as larguras efetivas do banzo de betão a utilizar no cálculo de resistências da viga são diferentes das definidas para a análise da estrutura, tanto para estruturas mistas como para estruturas de betão armado.

##### 3.4.1.1. Estruturas de betão armado

Para estruturas de betão armado, o Eurocódigo 8 define a largura efetiva para o cálculo de resistências em função da presença ou não de viga transversal e das características desta, da largura  $b_c$  do pilar, da altura  $h_f$  do banzo e do tipo de pilar onde está ligada a viga (interior ou exterior).

Na Figura 3.5 a) e b) define-se a largura efetiva do banzo para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, no caso de existir uma viga de altura semelhante (a), ou não (b). Para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, a largura efetiva é determinada de acordo com a Figura 3.5 c) e d), também em função da presença (c) ou não (d) de viga transversal.

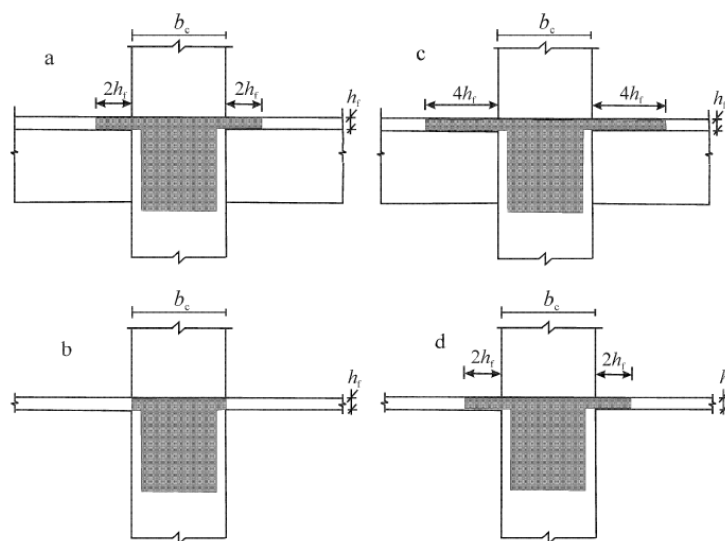


Figura 3.5 – Largura efetiva para vigas ligadas a pilares exteriores (a e b) e interiores (c e d) [9].

##### 3.4.1.2. Estruturas mistas

De acordo com o Eurocódigo 8, a largura efetiva do banzo de betão para estruturas mistas sujeitas à ação sísmica depende do vão da viga, do tipo de ação e sinal do momento fletor, localização da secção (junto a um pilar interior ou exterior), da presença ou ausência de viga transversal ou viga de fachada e da distância entre vigas paralelas.

A largura efetiva total deve ser a soma das larguras efetivas parciais de cada lado do eixo da secção,  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$ , mas não deverão ser superiores às larguras reais,  $b_1$  e  $b_2$  (Figura 3.6). Ou seja, a largura efetiva total não deverá ser superior à largura de influência da viga mista.

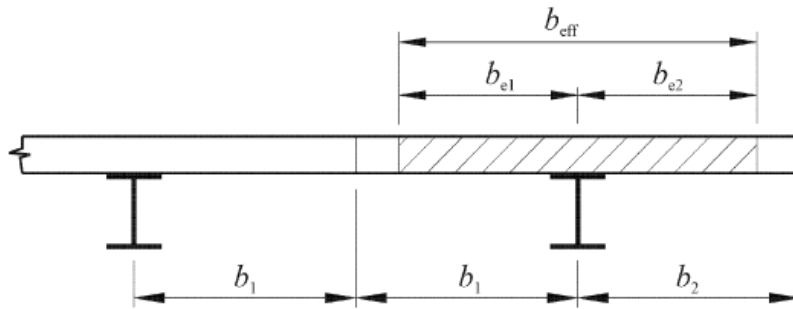


Figura 3.6 – Definição das larguras efetivas [9].

O Eurocódigo 8 considera larguras efetivas distintas para a determinação das propriedades elásticas e plásticas das secções mistas, que variam consoante o tipo de elementos incluídos na estrutura em estudo (Figura 3.7)

Legenda:

A Coluna exterior

B Coluna interior

C Viga longitudinal

D Viga transversal ou viga de fachada em aço

E Faixa de bordo em consola em betão

F Capacidade de apoio aumentada

G Laje de betão

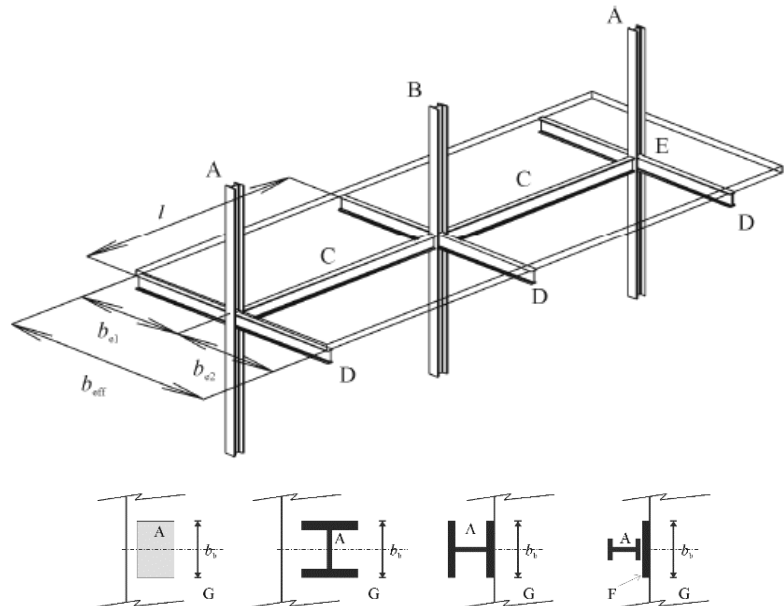


Figura 3.7 – Tipos de elementos em estruturas porticadas [9].

No Quadro 3.1 apresentam-se as larguras efetivas parciais para a análise elástica, em função do tipo de pilar, da presença de elemento transversal e do sinal do momento fletor. Esclarece-se que o momento fletor positivo induz compressões na laje e o momento fletor negativo induz trações.

Quadro 3.1– Larguras efetivas parciais ( $b_e$ ) para análise elástica [9].

$b_e$	Elemento transversal	$b_e$ para I (elástico)
Na coluna interior	Presente ou não	Para M negativo: $0,05 l$
Na coluna exterior	Presente	Para M positivo: $0,0375 l$
Na coluna exterior	Não presente, ou armadura não amarradas	Para M negativo: $0$ Para M positivo: $0,025 l$

A cada largura efetiva deverá corresponder uma rigidez à flexão:  $EI_1$  para a zona do vão sujeita a momentos positivos e  $EI_2$  para a zona do vão sujeita a momentos negativos. No entanto, apesar do Eurocódigo 8 não apresentar um diagrama de momentos fletores que simplifique a determinação dos pontos de momento nulo, este permite a utilização de um momento de inércia equivalente  $I_{eq}$ , constante em todo o vão:

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2 \quad (\text{Eq. 31.})$$

Para a avaliação do momento fletor plástico são utilizadas as larguras efetivas parciais definidas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Larguras efetivas parciais ( $b_e$ ) para cálculo do momento fletor plástico [9].

Sinal do momento fletor M	Localização	Elemento Transversal	$b_e$ para $M_{Rd}$ (plástico)
M negativo	Coluna interior	Varões sísmicos	0,1l
M negativo	Coluna exterior	Todas as situações com armaduras amarradas à viga de fachada ou à faixa de bordo em consola em betão	0,1l
M negativo	Coluna exterior	Todas as situações com armaduras não amarradas à viga de fachada ou à faixa de bordo em consola em betão	0,0
M positivo	Coluna interior	Varões sísmicos	0,075l
M positivo	Coluna exterior	Viga transversal de aço com conectores. Laje de betão até à face exterior de uma coluna de secção em H com o eixo de maior resistência orientado como na Figura 7.5 do EC8 ou estendendo-se mais além (faixa de bordo de betão). Varões sísmicos	0,075l
M positivo	Coluna exterior	Sem viga transversal de aço ou com viga transversal de aço sem conectores. Laje de betão até à face exterior de uma coluna de secção em H com o eixo de maior resistência orientado como na Figura 7.5 do EC8 ou estendendo-se mais além (faixa de bordo). Varões sísmicos	$\frac{b_b}{2} + 0,7 \frac{h_c}{2}$
M positivo	Coluna exterior	Todas as outras situações. Varões sísmicos	$\frac{b_b}{2} \leq b_{e,máx}$ $b_{e,máx} = 0,05l$

### 3.4.2. AISC341-16:

De acordo com a norma americana AISC341-16, quando se pode considerar o contributo da laje para a rigidez da viga no dimensionamento sísmico, é aceitável considerar uma inércia equivalente que resulta da média das inércias positiva e negativa da viga:

$$I_{eq} = 0,5(E_s I_s + E_s I_{tr}) \quad (\text{Eq. 32.})$$

Em que:

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço

$I_s$  – Momento de inércia da secção de aço

$I_{tr}$  – Momento de inércia da secção mista

A largura efetiva para o cálculo desta inércia equivalente corresponde à especificada na norma americana AISC360-16. As normas americanas não distinguem larguras efetivas para a análise e resistência de estruturas mistas aço-betão.

### 3.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA LARGURA EFETIVA NA INÉRCIA E NA RESISTÊNCIA DE UMA VIGA MISTA

Na presente secção é analisada a influência da largura efetiva no momento de inércia e no momento plástico resistente de uma viga mista.

Nas Figura 3.8 e Figura 3.9 verifica-se que para valores de largura efetiva menores há um acréscimo significativo do momento de inércia da secção, isto é, para larguras entre 0 e 1,0 metros há um aumento considerável no momento de inércia. Para larguras efetivas superiores a 1,0 metros o aumento do momento de inércia dá-se mais lentamente à medida que vai aumentando o valor da largura efetiva.

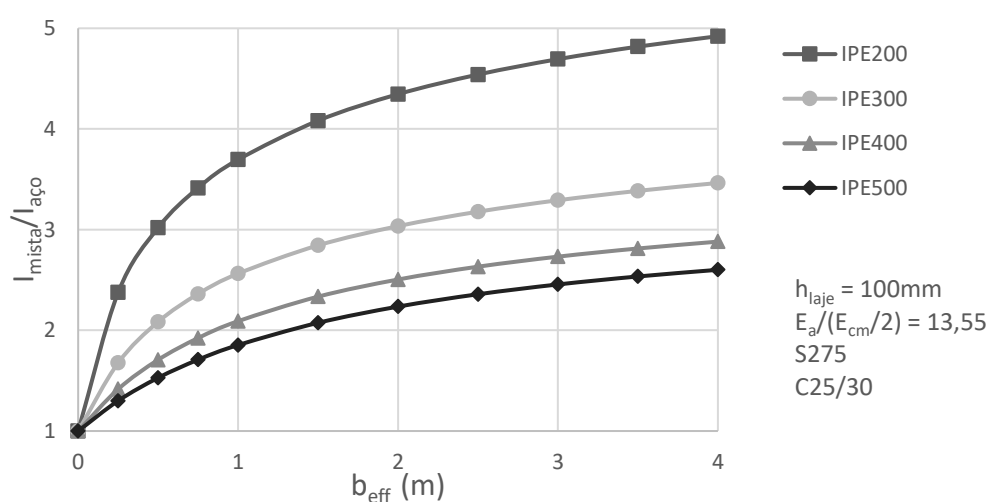


Figura 3.8 – Influência da largura efetiva no momento de inércia de uma viga mista ( $h_{laje}=100\text{mm}$ ).

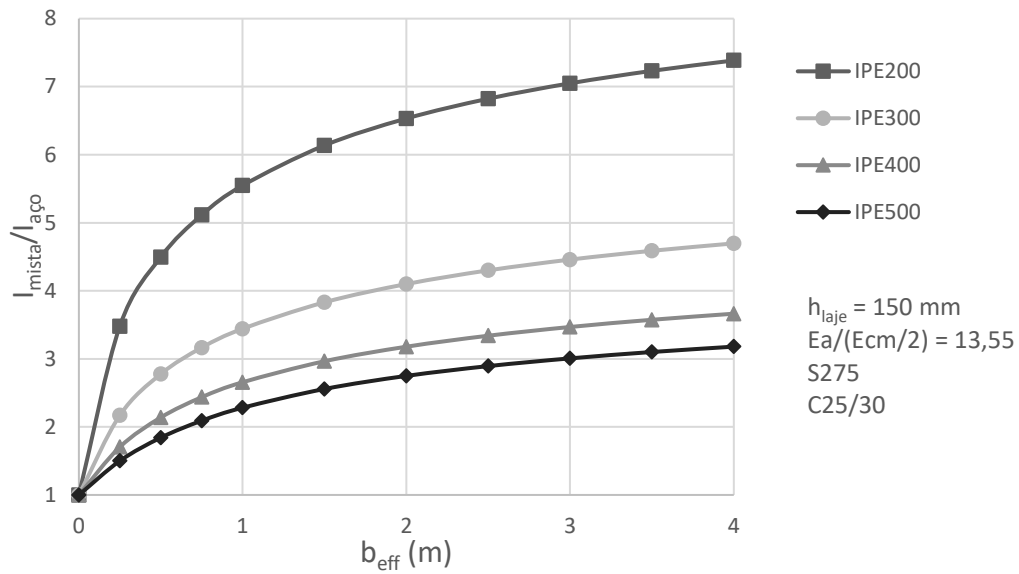


Figura 3.9 - Influência da largura efetiva no momento de inércia de uma viga mista ( $h_{laje}=150\text{mm}$ ).

Nas Figura 3.10 e Figura 3.11 apresenta-se a influência da largura efetiva no momento plástico resistente positivo de uma viga mista e verifica-se que para larguras efetivas superiores a 1,0 metros não há um acréscimo significativo no momento plástico resistente.

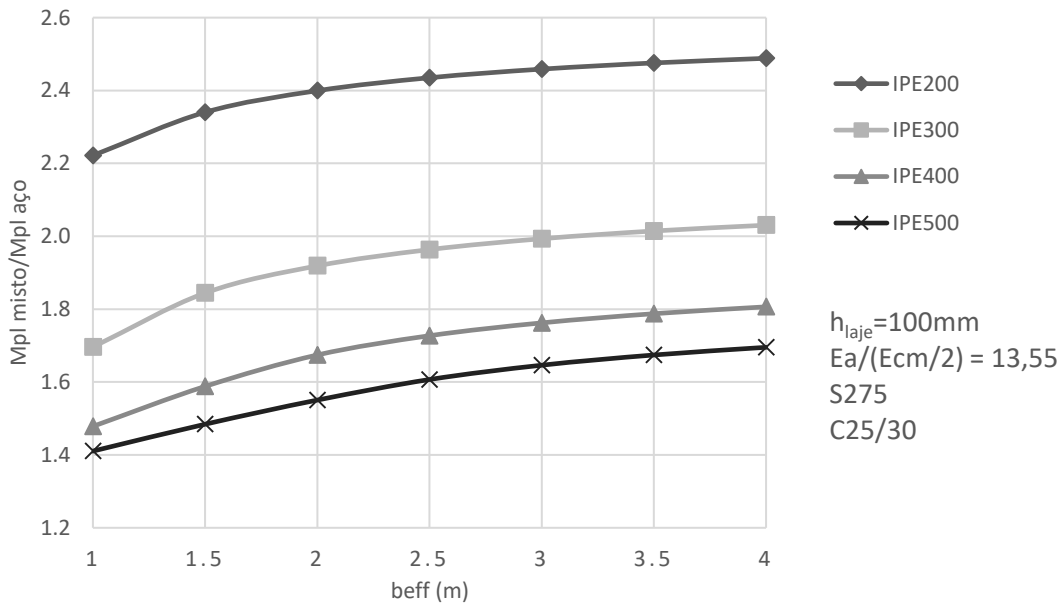


Figura 3.10 – Influência da largura efetiva no momento plástico resistente positivo de uma viga mista ( $h_{laje}=100\text{mm}$ ).

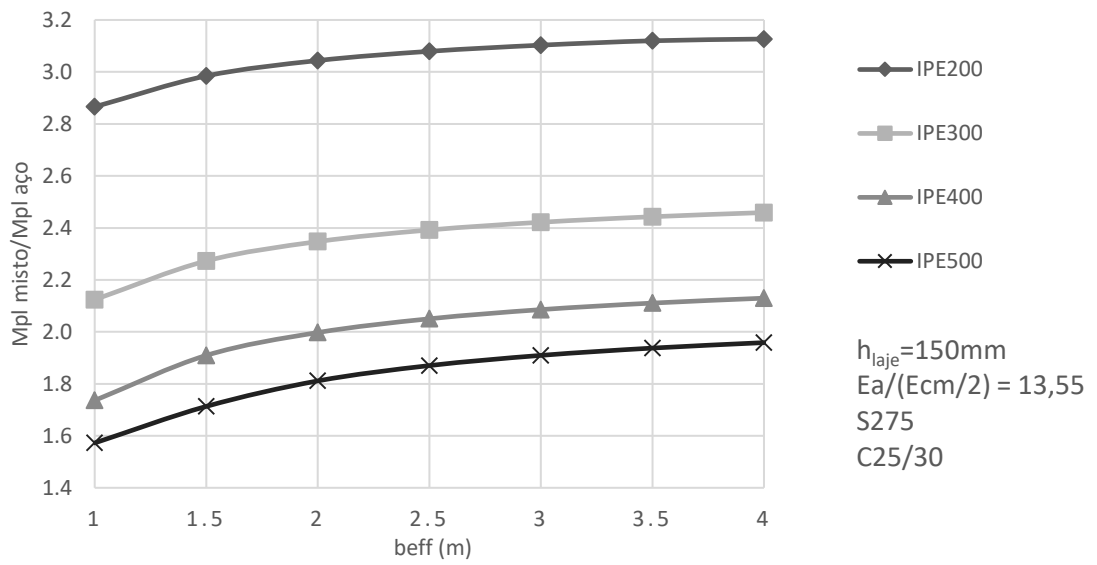


Figura 3.11 – Influência da largura efetiva no momento plástico resistente positivo de uma viga mista (h<sub>laje</sub>=150mm).

Evidencia-se, através das Figura 3.8 a Figura 3.11, que quanto maior a largura efetiva da secção, maior será o momento de inércia e o momento plástico resistente positivo da secção. Observa-se também que quanto menor é o perfil metálico, maior é o proveito que se obtém da solução mista.



# 4

## ESTUDO PARAMÉTRICO: APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E ANÁLISE DE RESULTADOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

A primeira abordagem para a conceção da estrutura de um edifício passa por garantir a sua segurança quanto este é solicitado pelas ações que lhe são aplicáveis. Consiste, então, na definição da sua dimensão em planta e em altura, localização, tipo, disposição dos elementos estruturais, não esquecendo a viabilidade da solução em termos económicos, práticos e de funcionamento. Tendo em conta estes pressupostos, foi então desenvolvida uma solução estrutural mista, prática e realista, baseada nos critérios básicos de conceção de projetos, propostos nas várias normas aplicáveis a este tipo de estruturas.

O presente capítulo visa clarificar os fundamentos e regras de dimensionamento desenvolvidas nos capítulos anteriores, com maior foco no conceito de largura efetiva, através da sua aplicação prática a um edifício sujeito a vários cenários de dimensionamento. O objetivo principal é a análise da influência da norma/critério utilizados na definição da largura efetiva na solução final da estrutura, através da comparação das soluções finais em termos dos perfis metálicos utilizados, distribuição de esforços e deformações.

Este estudo paramétrico incide no dimensionamento gravítico e sísmico de vigas mistas e pilares metálicos que fazem parte da estrutura porticada apresentada de seguida. Proceder-se-á à caracterização geométrica do edifício, à descrição e justificação dos vários casos de estudo, à interpretação das várias larguras efetivas obtidas e à apresentação e discussão dos resultados relevantes.

### 4.2. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O estudo tem por base um edifício de escritórios com uma configuração retangular em planta, de 24,0 metros de largura por 27,0 metros de comprimento; com um primeiro piso de 4,5 metros de altura e os restantes quatro pisos de 3,5 metros, perfazendo uma altura total de 18,5 metros. O último piso corresponde a uma cobertura não acessível.

Este edifício foi estudado tendo em conta duas localizações distintas: Porto (zona de sismicidade baixa) e Lagos (zona de sismicidade média), de forma a ser possível averiguar a influência da intensidade do sismo na solução final, quando são consideradas larguras efetivas iguais.

Trata-se de uma estrutura porticada composta por cinco pórticos na direção xx e quatro na direção yy (Figura 4.1). De forma a aliviar a carga atuante nas vigas mistas da direção xx foram consideradas vigas secundárias (VS) na mesma direção em todos os vãos. A estrutura é contraventada na direção com menor inércia (direção yy - Figura 4.2) apenas nos pórticos exteriores.

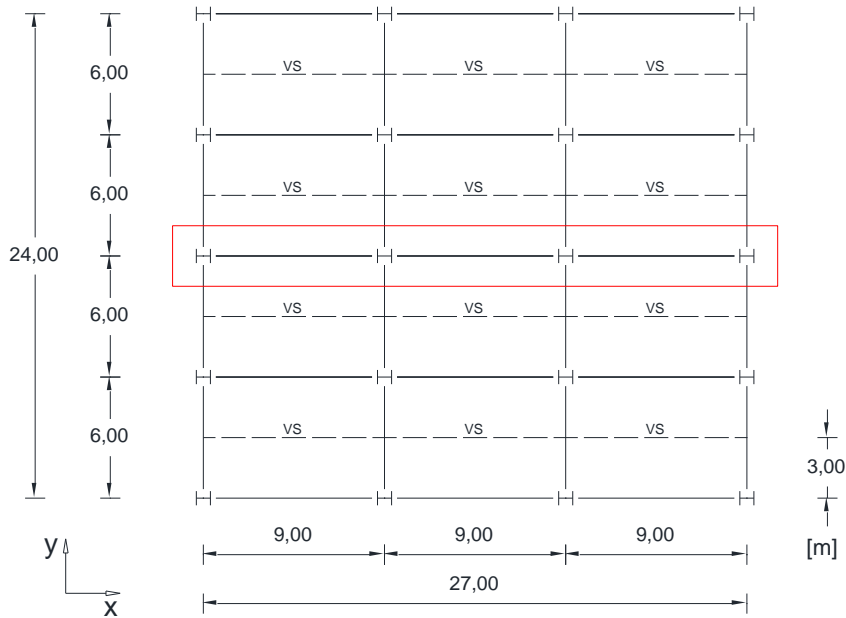


Figura 4.1 – Representação esquemática da planta do edifício.

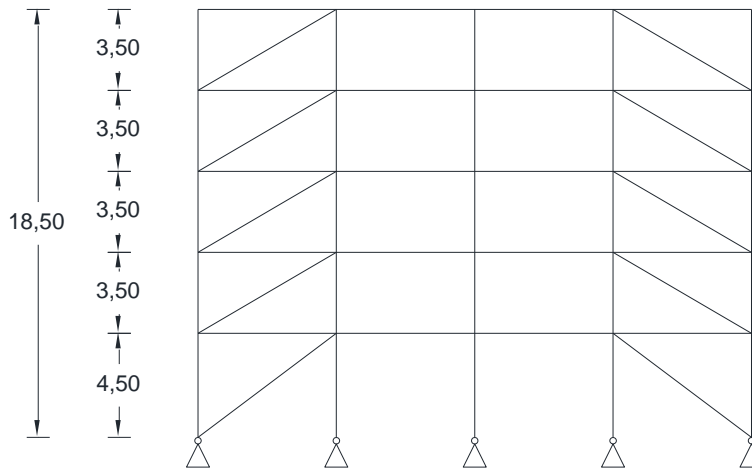


Figura 4.2 – Representação esquemática do pórtico exterior na direção yy.

O estudo apresentado neste capítulo incidiu na análise e dimensionamento de um pórtico interior na direção xx (destacado na Figura 4.1 e representado na Figura 4.3) constituído por pilares metálicos e vigas mistas unidos através de uma ligação rígida que permite a transmissão de momentos fletores entre os elementos estruturais.

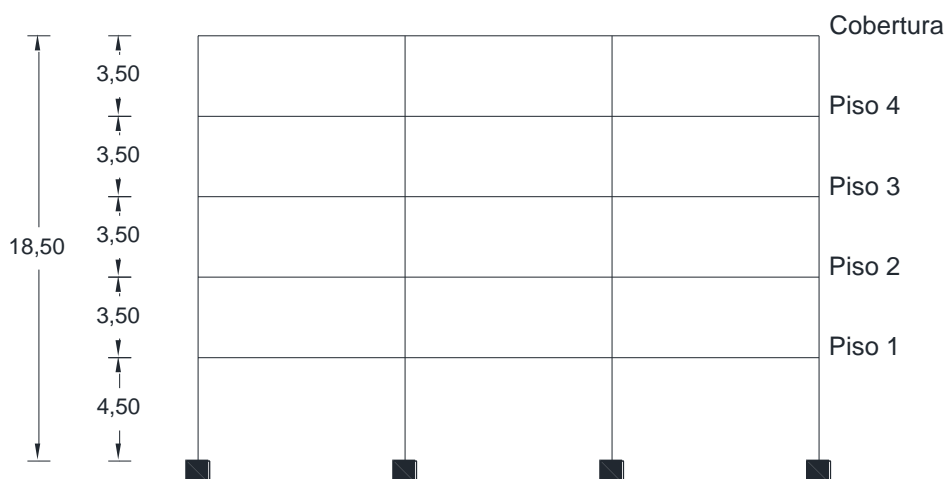


Figura 4.3 – Representação esquemática de um pórtico na direção xx.

Os perfis metálicos utilizados nas soluções finais das vigas e pilares têm secções transversais do tipo IPE e HEA, respetivamente. São perfis metálicos laminados e todos eles de séries comerciais. Optou-se por perfis do tipo HEA para os pilares porque a relação dimensão da secção e peso por metro era a mais vantajosa.

A laje considerada nesta estrutura é mista. Ou seja, é composta por uma chapa perfilada de 60mm de altura e 0.8mm de espessura; e uma laje de betão de 90mm de altura, perfazendo uma espessura total de laje de 150mm. Na Figura 4.4 ilustra-se a geometria da chapa perfilada considerada neste estudo.

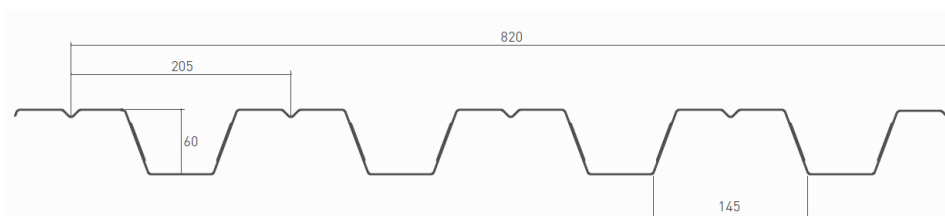


Figura 4.4 – Características geométricas da chapa perfilada que compõe a laje mista.

Não serão efetuadas considerações relativamente às fundações desta estrutura por não se enquadrarem nos objetivos deste trabalho. No entanto, é de salientar que a ligação na base dos pilares foi considerada encastrada na direção do pórtico em estudo, por permitir uma redução significativa de aço necessário para a resistência do pilar.

### 4.3. MATERIAIS

Os materiais utilizados no edifício em estudo foram selecionados com base nos critérios presentes nos Eurocódigos 2 e 3 e considerando ainda as restrições que são impostas nos Eurocódigos 4 e 8. Estes critérios definem os tipos e classes de betão, aço estrutural e aço para armaduras a utilizar nas estruturas de engenharia civil.

#### 4.3.1. BETÃO

O betão que compõe a laje da estrutura é da classe C25/30 e possui as seguintes características (Cl 3.1 do Eurocódigo 2):

- $f_{ck} = 25,0$  MPa
- $f_{cd} = 16,7$  MPa
- $f_{ctm} = 2,6$  MPa
- $E_{cm} = 31$  MPa
- $\gamma_c = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>
- $\nu = 0,2$

#### 4.3.2. AÇO ESTRUTURAL / AÇO ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO

O aço estrutural considerado nas vigas e pilares foi o da classe S275 e apresenta as seguintes características (Cl. 3.2 do Eurocódigo 3):

- $f_y = 275$  MPa
- $E_a = 210$  MPa
- $\gamma_a = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>

Relativamente ao aço das armaduras para a laje de betão armado, foi utilizado um aço A500NR, da classe B com as seguintes características (Anexo C do Eurocódigo 2):

- $f_{sk} = 500,0$  MPa
- $f_{sd} = 434,8$  MPa
- $E_s = 210$  MPa
- $\gamma_s = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>

A laje mista é composta por betão juntamente com uma chapa de aço perfilada. No entanto, como o contributo da chapa não foi considerado neste estudo, as suas propriedades não serão aqui abordadas.

#### 4.4. QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A quantificação das ações foi efetuada de acordo com o Eurocódigo 1, que diz respeito às ações em estruturas de edifícios. Neste estudo, consideraram-se as seguintes:

- Ações permanentes;
- Ações variáveis: sobrecarga e ação sísmica.

A construção desta estrutura considerou-se escorada, portanto, não haverá necessidade de quantificar as cargas da construção apenas na viga metálica. Assim que forem retiradas as escoras a viga mista funciona como um elemento só, não havendo necessidade de dividir as ações da estrutura pelas várias fases de construção.

#### 4.4.1. AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes foram quantificadas com base no peso próprio dos elementos estruturais e nouro tipo de elementos que assumem valores constantes ao longo do tempo. No Quadro 4.1 apresentam-se as cargas consideradas.

Quadro 4.1 – Cargas associadas às ações permanentes

Pisos	PP Laje mista h=150mm *(1) [kN/m <sup>2</sup> ]	Restantes Cargas Permanentes [kN/m <sup>2</sup> ]	PP Aço [kN/m <sup>3</sup> ]
1 a 4	2,94	2	78,5
Cobertura	2,94	1,15	78,5

\*<sup>(1)</sup> – as características da laje mista foram obtidas de um catálogo comercial [7].

#### 4.4.2. AÇÃO VARIÁVEL: SOBRECARGA

Os valores da sobrecarga considerados neste estudo, e respetivos coeficientes e categorias, são apresentados no Quadro 4.2 e correspondem aos valores referidos no Eurocódigo 1 para edifícios de escritórios.

Quadro 4.2 – Valores da sobrecarga e respetivos coeficientes e categorias.

Pisos	Sobrecarga [kN/m <sup>2</sup> ]	Coeficientes			Categoria
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
1 a 4	3,0	0,7	0,5	0,3	B
Cobertura	1,0	0	0	0	H

#### 4.4.3. AÇÃO VARIÁVEL: AÇÃO SÍSMICA

De acordo com a Figura 2.15, apresentada no Capítulo 2, podemos verificar que quando o edifício em estudo se localiza no Porto encontra-se na zona 1.6 para ação sísmica do tipo 1 e na zona 2.5 para ação sísmica do tipo 2. Quando o edifício se localiza em Lagos encontra-se na zona 1.1 para ação sísmica do tipo 1 e na zona 2.3 para ação sísmica do tipo 2. Tanto no Porto como em Lagos, considerou-se que a estrutura está assente num terreno do tipo B.

Esta estrutura, destinada a escritórios enquadra-se na classe de importância II (edifícios correntes) à qual corresponde um coeficiente de importância  $\gamma_I = 1$ , para os dois tipos de ação sísmica.

Com base nas características enunciadas anteriormente, apresenta-se no Quadro 4.3 um resumo dos parâmetros mais relevantes para a definição do espectro de resposta elástica.

Tendo em conta que o espectro de cálculo,  $S_d(T)$ , é função do período de vibração da estrutura, que por sua vez varia com a largura efetiva, foi necessário calcular o seu valor para cada caso de estudo. Relativamente ao coeficiente de comportamento,  $q$ , tendo em conta os critérios definidos no Capítulo 2, considerou-se igual a 4, assumindo-se uma estrutura de ductilidade média.

Quadro 4.3 – Resumo dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástica.

Localização	Ação sísmica	Zona	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_{max}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
Porto	1	1.6	0,35	0,35	1,35	0,1	0,6	2,0
	2	2.5	0,8	0,8	1,35	0,1	0,25	2,0
Lagos	1	1.1	2,5	2,5	1,35	0,1	0,6	2,0
	2	2.3	1,7	1,7	1,35	0,1	0,25	2,0

#### 4.4.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Depois da quantificação de ações segue-se a sua combinação com base no Eurocódigo 0. Esta norma propõe uma série de combinações quer para os Estados Limites Últimos (ELU), quer para os Estados Limites de Serviço (ELS). De seguida apresentam-se as combinações aplicáveis a este estudo:

- ELU – Combinação fundamental (Cl. 6.4.3.2 do Eurocódigo 0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 33.})$$

- ELU – Combinação para a situação de projeto sísmico (Cl. 6.4.3.4 do Eurocódigo 0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (\text{Eq. 34.})$$

- ELS – Combinação característica (Cl. 6.5.3 (a) do Eurocódigo 0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 35.})$$

- ELS – Combinação frequente (Cl. 6.5.3 (b) do Eurocódigo 0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 36.})$$

- ELS – Combinação quase-permanente (Cl. 6.5.3 (c) do Eurocódigo 0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (\text{Eq. 37.})$$

Em que:

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito das ações;

- $G_k$  – Valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$  – Valor característico de uma ação variável  $i$ ;
- $Q_{k,1}$  – Valor característico de uma ação variável de base da combinação 1;
- $\gamma_G$  – Coeficiente parcial para as ações permanentes;
- $\gamma_Q$  – Coeficiente parcial para as ações variáveis;
- $\psi_0$  – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- $\psi_1$  – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- $\psi_2$  – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- $A_{Ed}$  – Valor de cálculo de uma ação sísmica ( $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$ )
- $\gamma_1$  – Coeficiente de importância;
- $A_{Ek}$  – Valor característico de uma ação sísmica;
- " + " – Significa “a combinar com”.

Os coeficientes parciais foram definidos de acordo com a tabela A1.2 (B) do Eurocódigo 0:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

#### 4.5. MODELAÇÃO DOS PÓRTICOS

O software de cálculo automático utilizado para a obtenção de esforços e deslocamentos nos pórticos estudados foi o *Autodesk Robot Structural Analysis* [27]. Este software não só permite a obtenção de esforços com base numa análise linear elástica, como também a obtenção dos períodos fundamentais de vibração da estrutura através de uma análise modal.

Uma dificuldade que surgiu na modelação da estrutura foi a atribuição das secções mistas aos elementos lineares que caracterizam as vigas mistas, pelo facto deste software não incluir secções pré-definidas para vigas mistas.

Com o intuito de diminuir o tempo de cálculo de momentos de inércia das secções, esforços transversos e momentos flectores resistentes sempre que surgiram alterações nas propriedades da viga, foi desenvolvida uma folha de cálculo no programa Excel (ver Anexo A1). As áreas e os momentos de inércia retirados da folha de cálculo foram introduzidos manualmente no *ROBOT* em secções criadas para esse efeito.

A folha de cálculo apresentada no Anexo A1 tem um exemplo preenchido para que se perceba melhor o seu funcionamento. Na cor amarela estão os campos que devem ser alterados e a verde os que têm os resultados essenciais. Esta folha é aplicável ao dimensionamento de vigas mistas pelos Eurocódigos 4 e 8. Contudo, no caso do Eurocódigo 8 é necessário ter em atenção o coeficiente de homogeneização  $\eta$  e a verificação da tensão máxima de tração no betão deve ser ignorada, pois a norma refere que, na determinação da rigidez, o betão deve ser considerado fendilhado sempre que se encontra tracionado.

No software de cálculo, começou-se pela modelação de um pórtico 2D composto por elementos lineares, com as características geométricas da estrutura em estudo (Figura 4.5). O pórtico modelado corresponde

ao pórtico interior destacado na Figura 4.1 e serviu como base para os vários casos de estudo. Nos casos em que a secção da viga não é constante em todo o vão, foram criados nós adicionais nas vigas de forma a ser possível a consideração da variação das propriedades.

Tal como já se referiu anteriormente, os pilares consideraram-se encastrados na base e as vigas com continuidade nos três vãos.

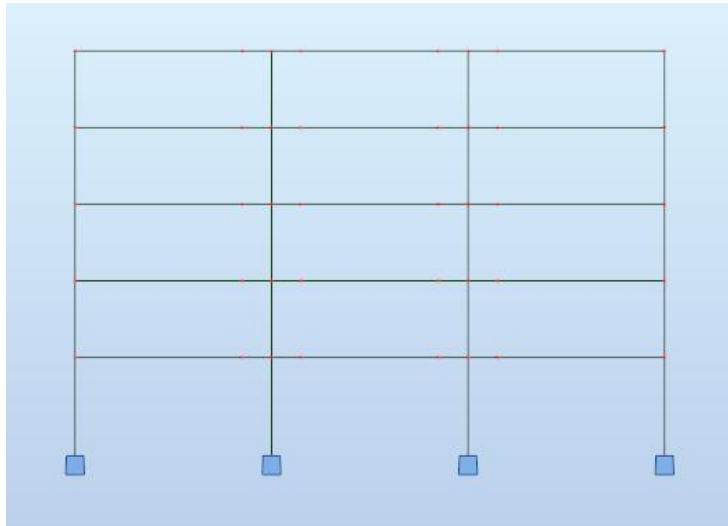


Figura 4.5 – Pórtico tipo 2D modelado no software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

#### 4.6. CASOS DE ESTUDO

Esta dissertação foca-se essencialmente na análise de vários critérios normativos de cálculo de larguras efetivas a considerar na análise e dimensionamento de vigas mistas. Este parâmetro é abordado nas normas que contemplam o cálculo de vigas nas quais é possível considerar o efeito benéfico e vantajoso da laje de betão, ou seja, sempre que são analisadas vigas, em aço ou betão, com lajes de betão este fator pode/deve ser considerado. No caso das estruturas de betão armado, a influência de um banzo de betão deve ser considerada na análise e dimensionamento da estrutura. No caso das estruturas mistas, esse banzo de betão pode ser considerado desde que exista algum tipo de conexão entre o perfil metálico e a laje de betão.

Em estudo estão as normas europeias que propõem regras práticas de quantificação da largura efetiva, nomeadamente, o Eurocódigo 2, o Eurocódigo 4 e o Eurocódigo 8. Para comparação, foram ainda avaliadas as regras propostas pelas normas americanas AISC 360 e AISC 341, que claramente permitem uma interpretação e aplicação mais simplificada.

Os seis casos de estudo abordados na presente dissertação dividem-se em dois tipos de dimensionamento:

- Dimensionamento gravítico;
- Dimensionamento sísmico.

Pelo facto de terem sido consideradas duas localizações possíveis do edifício, cada caso de estudo subdivide-se em dois casos:

- Caso A: edifício localizado no Porto;
- Caso B: edifício localizado em Lagos.

Independentemente do método de cálculo da largura efetiva utilizado, todos os pórticos foram dimensionados para cargas gravíticas de acordo com os critérios do Eurocódigo 4 e para a ação sísmica segundo os critérios do Eurocódigo 8. Isto é, para um dimensionamento gravítico de acordo com o Eurocódigo 4, apenas a definição de largura efetiva variou em função das várias normas utilizadas nos casos de estudo. O mesmo acontece no dimensionamento sísmico pelo Eurocódigo 8, em que apenas o parâmetro largura efetiva variou de acordo com os critérios das normas consideradas.

Nas subsecções seguintes serão abordados os métodos de cálculo da largura efetiva aplicados nos vários casos de estudo. No Quadro 4.4 é apresentado um resumo dos casos de estudo.

Quadro 4.4 – Casos de estudo.

Caso	Localização	Dimensionamento Gravítico	Dimensionamento Sísmico
1A	Porto	EC4	EC8
1B	Lagos		
2A	Porto	EC4	EC4
2B	Lagos		
3A	Porto	EC4	AISC 341
3B	Lagos		
4A	Porto	AISC 360	AISC 341
4B	Lagos		
5A	Porto	EC2 <sup>*(1)</sup>	EC8 <sup>*(3)</sup>
5B	Lagos		
6A	Porto	EC2 <sup>*(2)</sup>	EC8 <sup>*(3)</sup>
6B	Lagos		

\*<sup>(1)</sup> – largura efetiva constante na análise

\*<sup>(2)</sup> – largura efetiva variável na análise

\*<sup>(3)</sup> – largura efetiva definida no EC8 para estruturas de betão armado

#### 4.6.1. CASO 1

O primeiro caso de estudo efetuado corresponde ao dimensionamento gravítico e sísmico que está atualmente em vigor. Isto é, para carregamentos gravíticos foram seguidos os critérios mencionados no Eurocódigo 4 e para carregamentos sísmicos os critérios indicados no Eurocódigo 8:

- Dimensionamento gravítico (larguras efetivas pelo Eurocódigo 4)

Na análise da estrutura foram consideradas larguras efetivas constantes ao longo da viga, em cada vão, nomeadamente  $b_{eff1}$  e  $b_{eff3}$  (Figura 4.6) e na quantificação de resistências foram consideradas as mesmas larguras efetivas, havendo uma largura efetiva adicional para as verificações na zona do pilar,  $b_{eff2}$ , (Figura 4.7), em que:

$$b_{eff1} = 1575 \text{ mm}$$

$$b_{eff2} = 1125 \text{ mm}$$

$$b_{eff3} = 1912 \text{ mm}$$



Figura 4.6 – Esquema das larguras efetivas utilizadas na análise da estrutura sujeita a cargas gravíticas, no Caso 1.



Figura 4.7 – Esquema das larguras efetivas consideradas na quantificação de resistências da estrutura sujeita a cargas gravíticas, no Caso 1.

- Dimensionamento sísmico (larguras efetivas pelo Eurocódigo 8)

Para a análise da estrutura, o Eurocódigo 8 propõe a utilização de uma inércia equivalente em função das rigidezes de flexão positivas e negativas (ver secção 3.4.1.2 da dissertação). Para a determinação da largura efetiva nas zonas de momento positivo,  $b_{eff1}$ , e nas zonas de momento negativo,  $b_{eff2}$ , foi considerada a presença de elemento transversal, obtendo-se as seguintes larguras efetivas:

$$b_{eff1} = 900 \text{ mm} \rightarrow I_1$$

$$b_{eff2} = 675 \text{ mm} \rightarrow I_2$$

Em função dessas larguras efetivas foi então determinada a inércia equivalente.

Para a quantificação de resistências, mais especificamente, para a determinação do momento plástico resistente foram definidas duas larguras efetivas:

$$b_{eff1} = 1350 \text{ mm}$$

$$b_{eff2} = 1800 \text{ mm}$$

A largura efetiva para o cálculo de momentos resistentes positivos,  $b_{eff1}$ , aplica-se a colunas exteriores com varrões sísmicos transversais (calculados de acordo com o Anexo C do EC8) e a colunas interiores com viga transversal de aço. A largura efetiva para o cálculo de momentos resistentes negativos,  $b_{eff2}$ , aplica-se a colunas interiores com varões sísmicos e a colunas exteriores com armaduras transversais amarradas à viga de fachada.

#### 4.6.2. CASO 2

Um processo mais simplificado para os projetistas de estruturas seria a utilização das larguras efetivas do Eurocódigo 4 no dimensionamento sísmico de estruturas pelo Eurocódigo 8. Isso resultaria num

processo de dimensionamento mais rápido que no Caso 1, porque o modelo preparado para o dimensionamento gravítico seria o utilizado no dimensionamento sísmico.

Assim sendo, o segundo caso de estudo foi definido com intuito de perceber o impacto (na solução final) da utilização da largura efetiva do Eurocódigo 4, no dimensionamento sísmico pelo Eurocódigo 8.

Consideraram-se por isso as larguras efetivas do dimensionamento gravítico do caso 1, tanto no dimensionamento gravítico como no sísmico (na análise estrutural e verificação da resistência):

$$\begin{aligned} b_{eff1} &= 1575 \text{ mm} \\ b_{eff2} &= 1125 \text{ mm} \\ b_{eff3} &= 1912 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### 4.6.3.CASO 3

O terceiro caso de estudo assemelha-se ao Caso 1, no entanto, no dimensionamento sísmico, a norma utilizada para o cálculo da largura efetiva foi a norma americana para dimensionamento sísmico (AISC 341-16).

Este caso surgiu com objetivo de perceber se há alterações significativas na solução final quando o método de quantificação da largura efetiva do Eurocódigo 8 é substituído pelo método proposto pela norma americana.

Sendo assim, no dimensionamento gravítico utilizaram-se as larguras efetivas do Caso 1, tanto para a análise de esforços como para a quantificação de resistências.

Relativamente ao dimensionamento sísmico, para a análise de esforços foram calculadas inércias equivalentes de acordo com a Equação 32 apresentada na Secção 3.4.2 desta dissertação (Figura 4.8):

- Em vãos de extremidade:  $b_{eff1} = 1575 \text{ mm} \rightarrow I_{tr1}$   

$$I_{eq1} = 0,5(E_s I_s + E_s I_{tr1})$$
- Em vãos intermédios:  $b_{eff3} = 1912 \text{ mm} \rightarrow I_{tr3}$   

$$I_{eq3} = 0,5(E_s I_s + E_s I_{tr3})$$

Na quantificação de resistências, no dimensionamento sísmico, utilizaram-se as larguras efetivas do Caso 1 porque a norma AISC 341-16 apenas faz referência a larguras efetivas e inércias para a análise da estrutura.



Figura 4.8 – Esquema das inércias equivalentes utilizadas na análise da estrutura, sujeita a cargas sísmicas, no Caso 3.

#### 4.6.4. CASO 4

No Caso 4 foram utilizados os critérios de cálculo de larguras efetivas definidos nas normas americanas AISC 360-16 e AISC 341-16 para os dimensionamentos gravítico e sísmico, respetivamente. Estas normas não diferenciam larguras efetivas para análise de esforços e quantificação de resistências, sendo que a largura efetiva  $b_{eff1}$  aplicável a todos os vãos corresponde a (Figura 4.9):

$$b_{eff1} = 2250 \text{ mm}$$



Figura 4.9 – Esquema das larguras efetivas utilizadas na análise e quantificação de resistências da estrutura, sujeita a cargas gravíticas e sísmicas, no Caso 4.

A AISC 341-16 apenas sugere que, na análise de estruturas sujeitas a carregamentos sísmicos, se utilize uma inércia ponderada entre a inércia da viga mista e da viga metálica, tal como já foi referido no caso anterior (Figura 4.10):

$$b_{eff1} \rightarrow I_{tr1} \rightarrow I_{eq1}$$



Figura 4.10 - Esquema das inércias equivalentes utilizadas na análise da estrutura sujeita a cargas sísmicas, no Caso 4.

#### 4.6.5. CASO 5

No Caso 5 foi efetuado um estudo no qual as larguras efetivas aplicadas foram quantificadas de acordo com as regras em vigor para estruturas de betão armado, tanto no dimensionamento gravítico como no sísmico. Isto é, para carregamentos gravíticos foram seguidos os critérios de quantificação de largura efetiva fornecidos no Eurocódigo 2 e para carregamentos sísmicos os critérios aplicáveis a estruturas de betão armado indicados no Eurocódigo 8 .

- Dimensionamento gravítico (larguras efetivas pelo Eurocódigo 2)

Na análise da estrutura foram consideradas larguras efetivas constantes ao longo da viga, em cada vão, nomeadamente  $b_{eff1}$  e  $b_{eff3}$  (ver exemplo da Figura 4.6) e na quantificação de resistências foram consideradas as mesmas larguras efetivas, havendo uma largura efetiva adicional para as verificações na zona do pilar  $b_{eff2}$  (ver exemplo na Figura 4.7), em que:

$$\begin{aligned} b_{eff1} &= 2130 \text{ mm} \\ b_{eff2} &= 1140 \text{ mm} \\ b_{eff3} &= 1860 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Dimensionamento sísmico (larguras efetivas pelo Eurocódigo 8)

No dimensionamento sísmico, para a análise da estrutura, como o Eurocódigo 8 não prevê um critério de quantificação do parâmetro largura efetiva, foram consideradas as larguras efetivas determinadas na fase do dimensionamento gravítico, isto é:

$$b_{eff1} = 2130 \text{ mm}$$

$$b_{eff3} = 1860 \text{ mm}$$

No entanto, para a quantificação de resistências, existem critérios a ter em conta na largura efetiva. Considerou-se a presença de viga transversal tanto nos pilares exteriores ( $b_{eff1}$ ) como nos interiores ( $b_{eff2}$ ), obtendo-se as seguintes larguras efetivas:

$$b_{eff1} = 750 \text{ mm}$$

$$b_{eff2} = 1350 \text{ mm}$$

#### 4.6.6. CASO 6

Os Casos 5 e 6 são muito idênticos, existindo apenas uma diferença de larguras efetivas consideradas na análise da estrutura, tanto no dimensionamento gravítico como no sísmico.

Na análise de esforços, o Eurocódigo 2 permite a consideração de uma largura efetiva constante ao longo de todo o vão. No entanto, também permite que as secções não sejam constantes ao longo do vão da viga e se considerem larguras efetivas diferentes nas zonas dos apoios interiores, nomeadamente:

$$b_{eff1} = 2130 \text{ mm}$$

$$b_{eff2} = 1140 \text{ mm}$$

$$b_{eff3} = 1860 \text{ mm}$$

Na Figura 4.11 ilustra-se a diferença entre os casos 5 e 6.

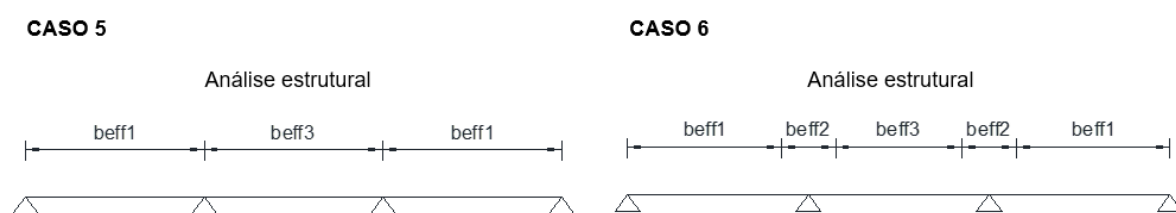


Figura 4.11 – Esquema de larguras efetivas consideradas nos Casos 5 e 6.

Relativamente às larguras efetivas para quantificação de resistências, estas mantêm-se em relação ao Caso 5, nos dimensionamentos gravítico e sísmico.

#### 4.6.7. RESUMO DAS LARGURAS EFETIVAS PARA CADA CASO DE ESTUDO

Nos Quadros 4.5 e Quadro 4.6 apresentam-se as larguras efetivas consideradas em cada caso de estudo, para os dimensionamentos gravíticos e sísmicos, respetivamente.

Quadro 4.5 – Quadro resumo das larguras efetivas de cada caso de estudo, no dimensionamento gravítico.

Caso	Norma	Designação	$b_{eff}$ para análise estrutural [mm]	$b_{eff}$ para quantificação de resistências [mm]
1, 2 e 3	EC4	$b_{eff1}$	1575	1575
		$b_{eff2}$	-	1125
		$b_{eff3}$	1912	1912
4	AISC 360	$b_{eff1}$	2250	2250
5	EC2	$b_{eff1}$	2130	2130
		$b_{eff2}$	-	1140
		$b_{eff3}$	1860	1860
6	EC2	$b_{eff1}$	2130	2130
		$b_{eff2}$	1140	1140
		$b_{eff3}$	1860	1860

Quadro 4.6 – Quadro resumo das larguras efetivas de cada caso de estudo, no dimensionamento sísmico.

Caso	Norma	Designação	$b_{eff}$ para análise estrutural [mm]	$b_{eff}$ para quantificação de resistências [mm]
1	EC8	$b_{eff1}$	900	1350
		$b_{eff2}$	600	1800
2	EC4	$b_{eff1}$	1575	1575
		$b_{eff2}$	-	1125
		$b_{eff3}$	1912	1912
3	AISC 341	$b_{eff1}$ ( $I_{eq1}$ na análise)	1575	1575
		$b_{eff2}$	-	1125
		$b_{eff3}$ ( $I_{eq3}$ na análise)	1912	1912
4	AISC 341	$b_{eff1}$ ( $I_{eq1}$ na análise)	2250	2250
5	EC2	$b_{eff1}$	2130	750
		$b_{eff2}$	-	1350
		$b_{eff3}$	1860	-
6	EC2	$b_{eff1}$	2130	750
		$b_{eff2}$	1140	1350
		$b_{eff3}$	1860	-

No dimensionamento gravítico, verifica-se que o valor das larguras efetivas considerados na análise estrutural são equivalentes aos valores utilizados na determinação do momento resistente da viga, com a exceção das larguras efetivas nas zonas de momentos fletores negativos ( $b_{eff2}$ ). As larguras efetivas na zona de momentos negativos variam apenas 1,3% e no caso das nas zonas de momentos fletores positivos verifica-se uma variação superior, na ordem dos 43%.

No dimensionamento sísmico, as variações máximas entre valores de largura efetiva para análise estrutural e quantificação de resistências verificam-se nos Casos 5 e 6, apresentando uma variação de 184%. Para a análise estrutural verificam-se variações de larguras efetivas de 150 % e 275% para zonas de momentos fletores positivos e negativos, respetivamente, e para a quantificação de resistências da viga verificam-se variações de 200% e 100% para zonas de momentos fletores positivos e negativos, respetivamente.

Comparando os valores das larguras efetivas para o dimensionamento gravítico e sísmico, verifica-se que estes se mantêm coerentes em todos os casos, com a exceção do caso 1 (Eurocódigo 4 e Eurocódigo 8), que corresponde ao caso atual. Há uma redução significativa (cerca de 50%) do valor da largura efetiva para análise estrutural no dimensionamento sísmico, comparativamente ao dimensionamento gravítico.

#### 4.7. SOLUÇÕES FINAIS - DIMENSIONAMENTO GRAVÍTICO

Nesta secção serão apresentadas e discutidas as soluções finais para cada caso de estudo, relativamente ao dimensionamento gravítico. Serão também apresentados alguns parâmetros da estrutura que se consideram relevantes, nomeadamente momentos de inércia utilizados na análise, momentos fletores máximos positivos e negativos atuantes, flechas e períodos de vibração.

Após a análise estrutural, todas as verificações para os Estados Limites Últimos e de Serviço relacionadas com o carregamento gravítico foram efetuadas de acordo com a regulamentação já referida. Deste dimensionamento resultaram, então, para todos os casos, as secções apresentadas na Figura 4.12.

No Quadro 4.7 apresenta-se a quantidade de aço da solução final em todos os casos de estudo.

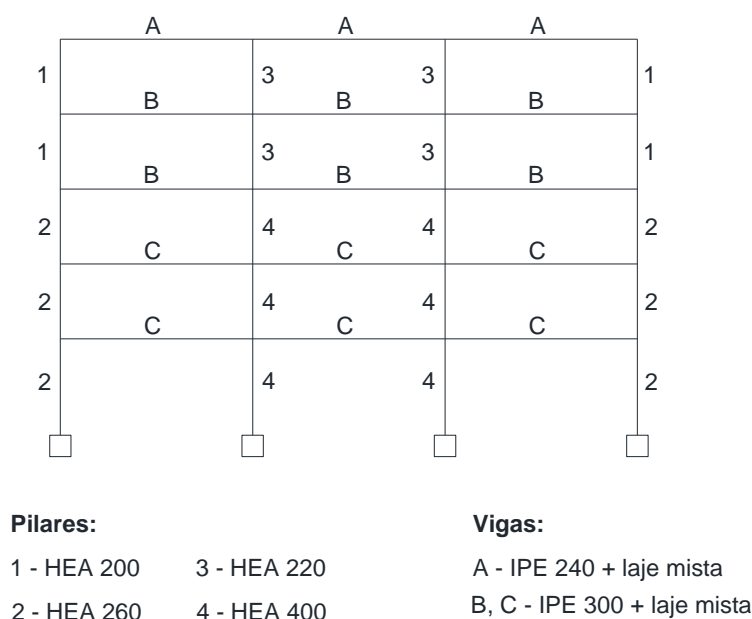


Figura 4.12 – Solução final do dimensionamento gravítico para todos os casos de estudo.

Quadro 4.7 – Quantidade de aço do pórtico em estudo, obtido do dimensionamento gravítico, para todos os casos de estudo.

Quantidade de aço [t]		
Pilares	Vigas	Total
5,74	5,39	11,13

No dimensionamento gravítico todos os casos de estudo apresentaram a mesma solução final. Isto acontece pelo facto das larguras efetivas consideradas na análise e dimensionamento serem muito idênticas, com a exceção do Caso 4.

O Caso 4 apresenta uma largura efetiva superior que traduz uma maior porção de laje a ser quantificada na resistência da viga e que, por sua vez, poderia tornar as vigas mais resistentes permitindo uma redução da secção. Contudo, isto não se verifica porque, em todos os casos, os momentos fletores negativos nos apoios interiores condicionaram o dimensionamento e, neste caso, o facto de haver um momento de inércia superior na zona do apoio conduz a um momento fletor atuante negativo superior nessas zonas de apoio, não permitindo assim a redução da secção da viga.

Os momentos de inércia são um parâmetro importante da secção da viga mista, pois traduzem a sua rigidez de flexão. No Quadro 4.8 é apresentado o rácio entre os momentos de inércia da secção mista e da secção metálica.

Quadro 4.8 – Rácio entre os momentos de inércia da secção mista e da secção metálica, no dimensionamento gravítico, para cada caso de estudo.

Caso	Norma	Designação	$b_{eff}$ para análise estrutural [mm]	$I_{mista}/I_{aço}$
1, 2 e 3	EC4	$b_{eff1}$	1575	3.88
		$b_{eff2}$	1125	1.91
		$b_{eff3}$	1912	4.06
4	AISC 360	$b_{eff1}$	2250	4.21
5	EC2	$b_{eff1}$	2130	4.16
		$b_{eff2}$	-	-
		$b_{eff3}$	1860	4.03
6	EC2	$b_{eff1}$	2130	4.16
		$b_{eff2}$	1140	3.51
		$b_{eff3}$	1860	4.03

Às larguras efetivas com a designação  $b_{eff2}$  correspondem os momentos de inércia aplicados a zonas de momento fletor negativo. Às restantes correspondem as inércias atribuídas às zonas de momentos positivos. Nas zonas de momento negativo, apesar do valor da largura efetiva ser idêntico, os rácios

apresentam valores diferentes (Casos 1, 2 e 3 = 1,91; Caso 6 = 3,51). Isto acontece porque nos Casos 1, 2 e 3, a inércia foi determinada em função de uma secção fendilhada assumindo a presença de armaduras na laje, enquanto que, no Caso 6 assumiu-se uma secção não fendilhada (ou seja, o contributo da laje de betão foi considerado).

Relativamente aos momentos de inércia associados a larguras efetivas em zonas de momentos positivos, verifica-se que há uma discrepância muito baixa entre rácios (rácio mínimo = 3,88 e rácio máximo = 4,21), apesar de haver uma diferença significativa nas larguras efetivas (largura efetiva mínima = 1575mm e largura efetiva máxima = 2250mm). Isto resulta da não proporcionalidade entre a largura efetiva e o momento de inércia da secção mista.

Sendo os momentos fletores o parâmetro condicionante do dimensionamento gravítico, estes foram analisados caso a caso para uma melhor interpretação da influência da largura efetiva nos mesmos. No Quadro 4.9 é apresentado um resumo dos momentos máximos positivos e negativos atuantes, no Estado Limite Último, para cada caso de estudo, nas vigas 1 e 2 representadas na Figura 4.13.

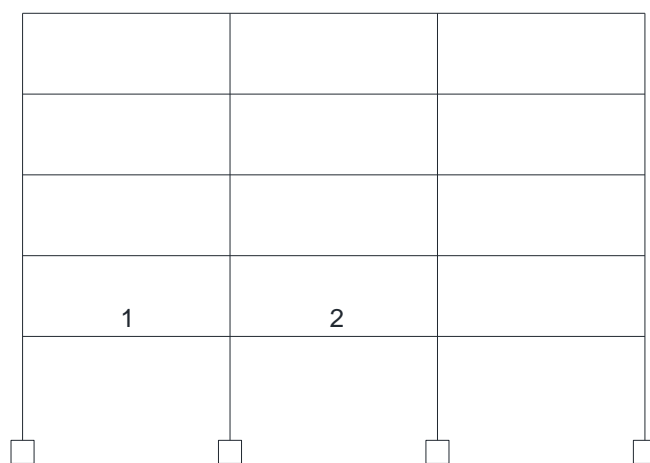


Figura 4.13 – Representação esquemática da localização das vigas 1 e 2.

Quadro 4.9 – Momentos fletores máximos positivos e negativos atuantes nas vigas 1 e 2, no Estado Limite Último, para cada caso de estudo.

Viga	Caso	Norma	$M_{max,pos}$ [kN.m]	$M_{max,neg}$ [kN.m]
1	1, 2 e 3	EC4	153,6	-215,3
	4	AISC 360	137,8	-271,9
	5	EC2	137,1	-271,9
	6	EC2	141,5	-259,0
2	1, 2 e 3	EC4	144,6	-202,7
	4	AISC 360	109,4	-241,0
	5	EC2	109,4	-240,6
	6	EC2	115,7	-234,3

Em relação aos momentos máximos positivos verifica-se que não há variações significativas de caso para caso (variação máxima de 12% na viga 1 e 32% na viga 2) e que estes valores não são relevantes dada a elevada resistência das vigas mistas quando são sujeitas a momentos fletores positivos.

No caso dos momentos fletores negativos, a variação obtida (variação máxima de 20% na viga 1 e 26% na viga 2) resulta da variação dos momentos de inércia na zona dos apoios e é compensada pelo aumento dos momentos fletores resistentes quando a largura efetiva considerada é superior. Verificou-se que na maioria dos casos, a armadura mínima na laje foi suficiente para se cumprirem as verificações de segurança à flexão.

Relativamente à deformação nas vigas 1 e 2 (Quadro 4.10), concluiu-se que este parâmetro é sensível às larguras efetivas. No entanto os valores obtidos são muito inferiores ao limite definido pelo Eurocódigo (36mm, correspondente a  $L/250$ ). O aumento da inércia resultante da adição de uma secção mista contribui para uma redução significativa da deformação em vigas mistas, em comparação com as flechas de vigas de secção metálica.

Nos Casos 1, 2 e 3 verifica-se uma flecha superior aos restantes casos. Isto deve-se ao facto de ter sido considerada uma secção fendilhada na zona dos apoios e o momento de inércia nessa zona ser inferior. Observa-se uma variação máxima de flechas na viga 1 de 21% e na viga 2 de 37%.

Quadro 4.10 – Flechas verificadas nas vigas 1 e 2, no Estado Limite de Serviço, para cada caso de estudo.

Viga	Caso	Norma	Flecha [mm]
1	1, 2 e 3	EC4	12,48
	4	AISC 360	10,29
	5	EC2	10,37
	6	EC2	10,72
2	1, 2 e 3	EC4	11,04
	4	AISC 360	8,05
	5	EC2	8,29
	6	EC2	8,78

Da análise de momentos fletores e deformações conclui-se que, em relação aos momentos fletores negativos, estes tomaram valores menores nos Casos 1, 2 e 3. Relativamente à deformação, estas apresentaram-se maiores no Casos 1, 2 e 3, contudo, não é relevante uma vez que as deformações verticais não condicionam o dimensionamento.

No que concerne ao período de vibração fundamental da estrutura (Quadro 4.11), observou-se uma variação máxima de 12%. As soluções obtidas com a norma americana AISC 360-16 e com o Eurocódigo 2 apresentam períodos de vibração idênticos. Relativamente ao período de vibração da solução obtida com o Eurocódigo 4, verifica-se que é superior pela necessidade de se considerar a secção fendilhada na zona dos apoios, resultando numa menor rigidez de flexão.

Quadro 4.11 – Períodos de vibração fundamentais da estrutura, do dimensionamento gravítico, para cada caso de estudo.

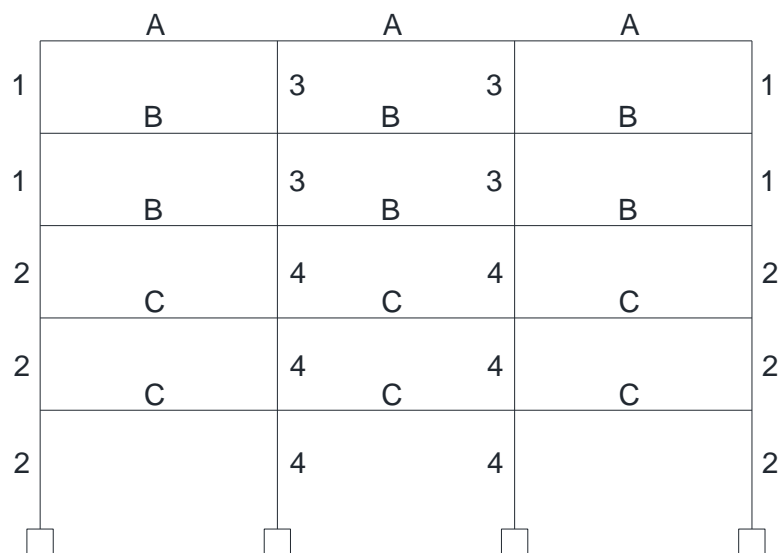
Caso	Norma	Período [s]
1, 2 e 3	EC4	1,66
4	AISC 360	1,48
5	EC2	1,49
6	EC2	1,52

#### 4.8. SOLUÇÕES FINAIS – DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

Nesta secção serão apresentadas e discutidas as soluções finais para cada caso de estudo, relativamente ao dimensionamento sísmico, e alguns parâmetros da estrutura que se consideram relevantes, nomeadamente os momentos de inércia, períodos de vibração e a configuração dos diagramas de momentos fletores.

No dimensionamento sísmico foi efetuada uma análise linear elástica, baseada no método das forças laterais equivalentes. A ação sísmica do tipo 1 mostrou-se condicionante em todos os casos, sendo que os resultados apresentados de seguida provêm deste tipo de ação.

Nas Figura 4.14 a Figura 4.18 seguintes apresentam-se as soluções finais para cada caso de estudo. Na cor vermelha e entre parênteses observam-se as soluções resultantes do dimensionamento gravítico e a preto as soluções resultantes do dimensionamento sísmico.



#### Pilares:

1 - HEA 260 (200)

2 - HEA 280 (260)

3 - HEA 320 (220)

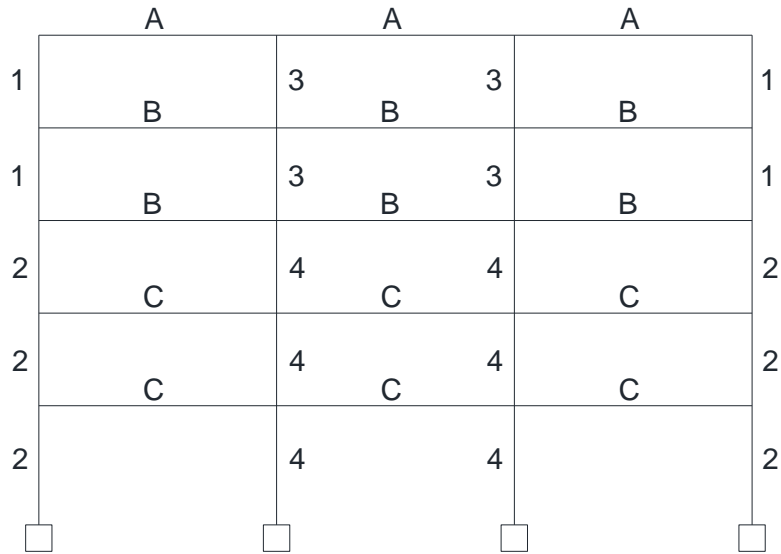
4 - HEA 400

#### Vigas:

A - IPE 240 + laje mista

B, C - IPE 300 + laje mista

Figura 4.14 – Solução final do dimensionamento sísmico para os Casos 1A (EC8, Porto) e 1B (EC8, Lagos).



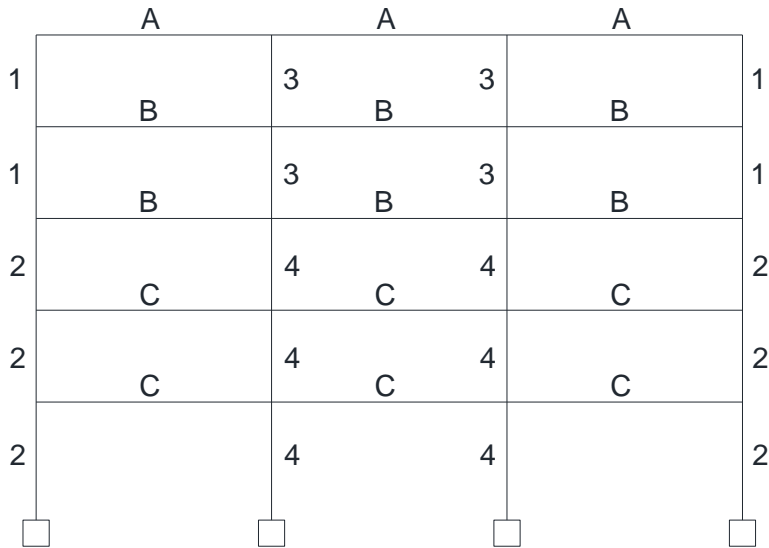
**Pilares:**

1 - HEA 280 (200)      3 - HEA 320 (220)  
 2 - HEA 280 (260)      4 - HEA 400

**Vigas:**

A - IPE 240 + laje mista  
 B, C - IPE 300 + laje mista

Figura 4.15 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 2A (EC4, Porto), 2B (EC4, Lagos), 3A (AISC 341, Porto) e 3B (AISC 341, Lagos).



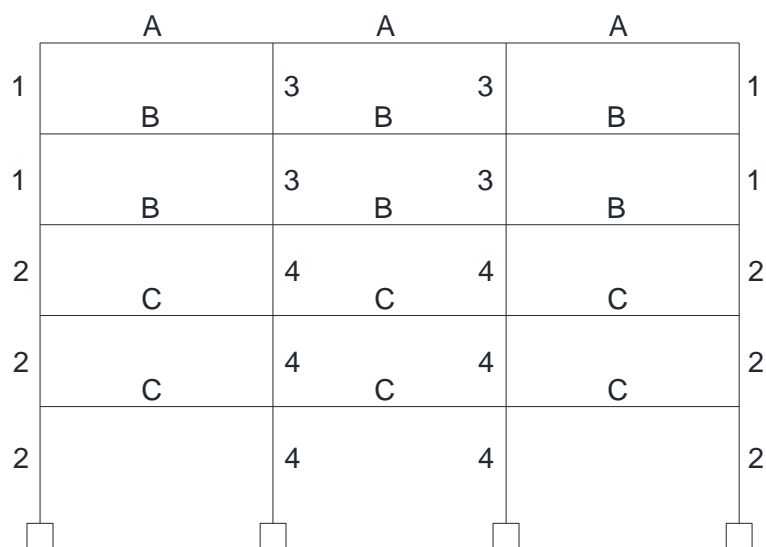
**Pilares:**

1 - HEA 280 (200)      3 - HEA 340 (220)  
 2 - HEA 280 (260)      4 - HEA 400

**Vigas:**

A - IPE 240 + laje mista  
 B, C - IPE 300 + laje mista

Figura 4.16 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 4A (AISC 341, Porto) e 4B (AISC 341, Lagos).



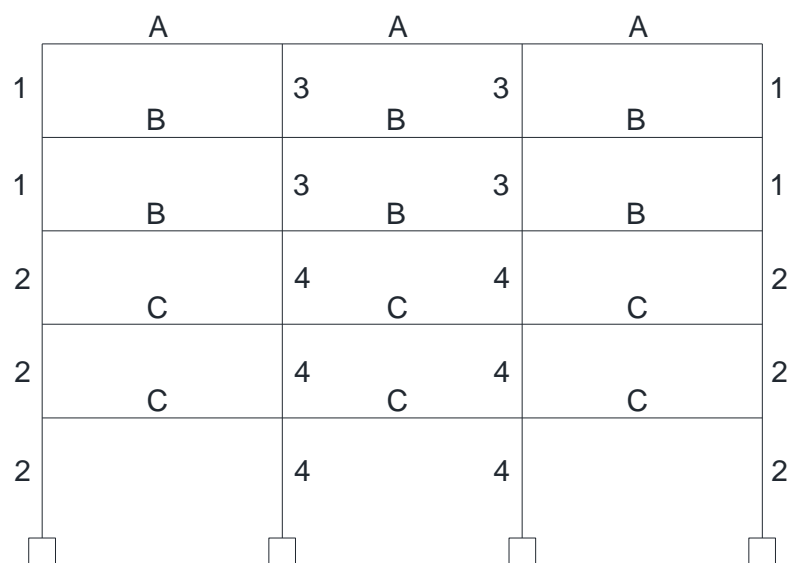
**Pilares:**

1 - HEA 260 (200)      3 - HEA 340 (220)  
 2 - HEA 260 (260)      4 - HEA 400

**Vigas:**

A - IPE 240 + laje mista  
 B, C - IPE 300 + laje mista

Figura 4.17 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 5A (EC8, Porto) e 6A (EC8, Porto).



**Pilares:**

1 - HEA 280 (200)      3 - HEA 340 (220)  
 2 - HEA 280 (260)      4 - HEA 400

**Vigas:**

A - IPE 240 + laje mista  
 B - IPE 300 + laje mista  
 C - IPE 330 + laje mista  
 (IPE 300 + laje mista)

Figura 4.18 – Solução final, do dimensionamento sísmico, para os Casos 5B (EC8, Lagos) e 6B (EC8, Lagos).

No Quadro 4.12 é apresentado o resumo das secções metálicas obtidas para cada caso de estudo, no dimensionamento sísmico.

Quadro 4.12 – Quadro resumo com as secções metálicas obtidas no dimensionamento sísmico, para cada caso de estudo.

Caso	Norma	Pilares				Vigas <sup>*(1)</sup>		
		1	2	3	4	A	B	C
1A	EC8	HEA260	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
1B		HEA260	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
2A	EC4	HEA280	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
2B		HEA280	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
3A	AISC 341	HEA280	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
3B		HEA280	HEA280	HEA320	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
4A	AISC 341	HEA280	HEA280	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
4B		HEA280	HEA280	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
5A	EC8	HEA260	HEA260	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
5B		HEA260	HEA260	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE300
6A	EC8	HEA280	HEA280	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE330
6B		HEA280	HEA280	HEA340	HEA400	IPE240	IPE300	IPE330

<sup>\*(1)</sup> – As vigas são compostas pelo perfil metálico apresentado na tabela e pela laje mista já referida anteriormente.

Em comparação com as soluções gravíticas, nas soluções sísmicas obtiveram-se secções metálicas para os pilares superiores em todos os casos. O dimensionamento das vigas foi condicionado pela verificação da segurança em relação aos momentos fletores negativos e o dimensionamento dos pilares foi condicionado pela condição de ductilidade local nas ligações viga-pilar:  $\Sigma M_{RC} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}$ .

Relativamente à quantidade de aço obtida do dimensionamento sísmico para o pórtico em estudo (Quadro 4.13), verifica-se que há um ligeiro aumento do peso total nas soluções do dimensionamento sísmico, comparativamente com as soluções do dimensionamento gravítico. Verifica-se, também, que no dimensionamento sísmico a variação de quantidades de aço entre casos é mínima (cerca de 6%) e que a abordagem mais simplificada (Caso 3 – Norma Americana) está na média da gama de valores obtidos.

Quadro 4.13 – Quantidade de aço no pórtico em estudo, obtido do dimensionamento sísmico, para cada caso de estudo.

Caso	Norma	Quantidade de aço [t]		
		Pilares	Vigas	Total
1A	EC8	6,95	5,39	12,34
1B		6,95	5,39	12,34
2A	EC4	7,07	5,39	12,45
2B		7,07	5,39	12,45
3A	AISC 341	7,07	5,39	12,45
3B		7,07	5,39	12,45
4A	AISC 341	7,17	5,39	12,56
4B		7,17	5,39	12,56
5A	EC8	6,87	5,39	12,25
5B		7,17	5,76	12,93
6A	EC8	6,87	5,39	12,25
6B		7,17	5,76	12,93

Verifica-se que as soluções finais de cada caso de estudo, no dimensionamento sísmico, são muito idênticas. Nos pontos seguintes apresentam-se alguns comentários sobre estas soluções obtidas:

- As soluções para o edifício localizado no Porto e em Lagos mostraram-se sempre iguais, com a exceção dos Casos 5 e 6, em que as larguras efetivas foram quantificadas pelo Eurocódigo 2.
- Em todos os casos, o pilar interior dos pisos inferiores é igual. Os restantes, apesar de apresentarem algumas variações de secção, são muito idênticos.
- As vigas da cobertura apresentaram sempre a mesma secção.
- As vigas dos pisos 1 a 4 apresentaram sempre a mesma secção, com a exceção dos casos 5B e 6B (Figura 4.18).
- As secções dos pilares dos Casos 4A, 4B, 5B e 6B são iguais.

Nos casos de estudo em que a quantificação das larguras efetivas se baseou no Eurocódigo 8 e na norma americana AISC 341-16, foram determinadas inércias equivalentes para análise da estrutura. No Quadro 4.14 é apresentado o rácio entre as inércias equivalentes e as inércias da secção metálica. Verifica-se que as inércias equivalentes são claramente inferiores às inércias consideradas no dimensionamento gravítico.

Quadro 4.14 – Rácio entre os momentos de inércia equivalentes e os momentos de inércia da secção metálica, no dimensionamento sísmico, para os casos de estudo 1, 3 e 4.

Caso	Norma	Designação	$I_{mista}/I_{aço}$
1	EC8	$I_{eq1}$	1.69
3	AISC 341	$I_{eq1}$	2.44
		$I_{eq1}$	2.53
4	AISC 341	$I_{eq1}$	2.60

Os períodos fundamentais de vibração da estrutura resultantes do dimensionamento sísmico são apresentados no Quadro 4.15.

Quadro 4.15 – Períodos de vibração fundamentais da estrutura, para os dimensionamentos gravítico e sísmico, em cada caso de estudo.

Caso	Norma	$T_1$ [s]	
		Dimensionamento Gravítico	Dimensionamento Sísmico
1A	EC4 / EC8	1,66	1,61
1B			
2A	EC4 / EC4	1,66	1,54
2B			
3A	EC4 / AISC 341	1,66	1,59
3B			
4A	AISC 360 / AISC 341	1,48	1,56
4B			
5A	EC2 / EC8	1,49	1,39
5B			1,29
6A	EC2 / EC8	1,52	1,42
6B			1,32

Nos pontos seguintes elaboraram-se alguns comentários relativamente aos períodos de vibração obtidos:

- Nos Casos 1, 2 e 3 os períodos de vibração do dimensionamento sísmico diminuíram em relação ao dimensionamento gravítico, devido à necessidade de aumento da secção dos pilares.
- No Caso 4 ocorreu um aumento do período de vibração porque apesar de haver um aumento na secção dos pilares houve uma diminuição significativa na rigidez de flexão das vigas. A norma americana propõe uma inércia equivalente em que 50% dessa inércia corresponde à

inércia apenas da secção metálica. Contudo, a solução final do Caso 4 apresenta um período de vibração idêntico aos casos anteriores.

- Nos Casos 5 e 6 há aumentos significativos da rigidez da estrutura conduzindo a períodos de vibração inferiores no dimensionamento sísmico. Isto acontece pelo facto do Eurocódigo 2 considerar larguras efetivas elevadas, e em simultâneo, permitir a utilização da secção não fendilhada.
- A necessidade de aumentar a secção da viga nos Casos 5B e 6B conduziu a um aumento da secção dos pilares para garantir a condição de ductilidade nas ligações. Assim sendo, os períodos de vibração nestes casos são inferiores aos Casos 5A e 6A.

Nas figuras seguintes (Figura 4.19 e Figura 4.20) apresentam-se os diagramas de momentos fletores para o Estado Limite Último resultantes do dimensionamento sísmico de um edifício no Porto e em Lagos.

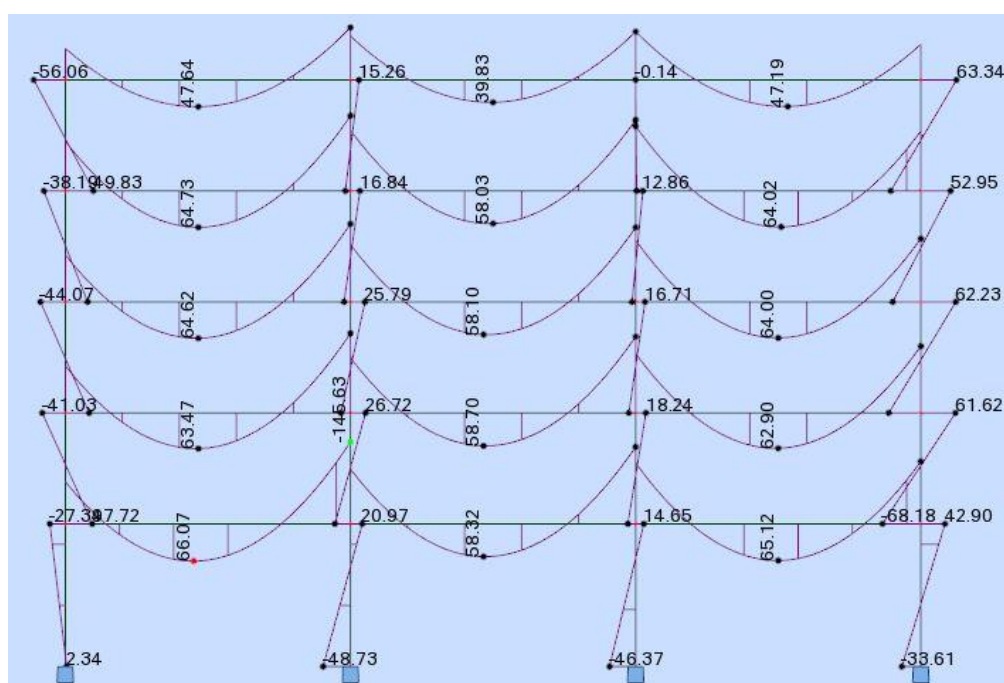


Figura 4.19 – Diagrama de momentos fletores do dimensionamento sísmico, para o Caso 1A (Porto – zona baixa sismicidade).

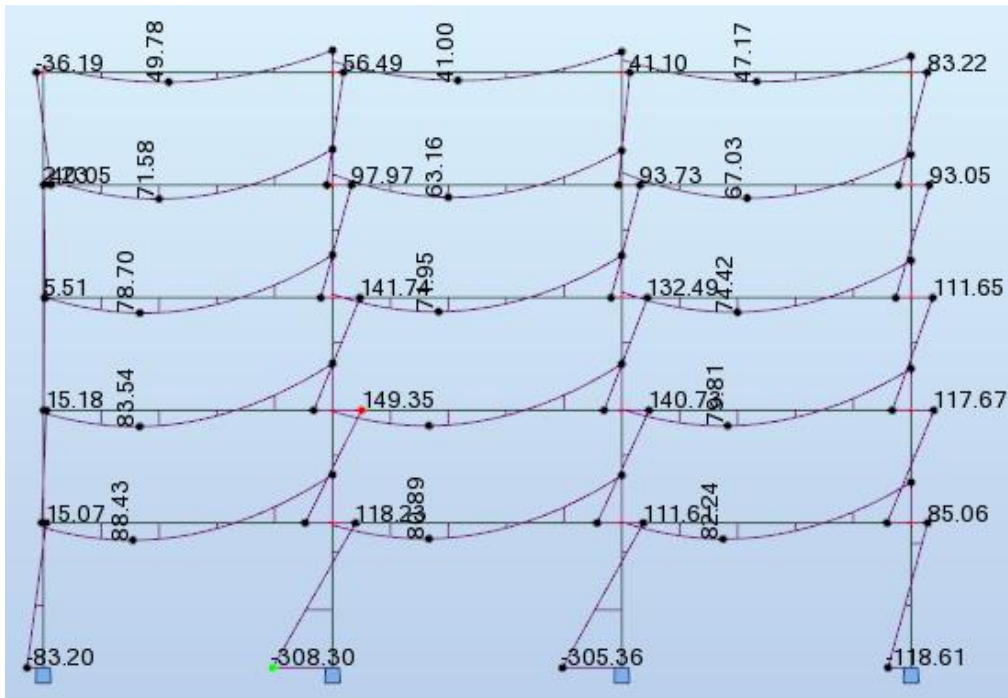


Figura 4.20 – Diagrama de momentos fletores do dimensionamento sísmico, para o Caso 1B (Lagos – baixa a média sismicidade).

Relativamente ao edifício que se localiza no Porto (Figura 4.19), o diagrama de momentos fletores assemelha-se aos diagramas típicos de estruturas sujeitas a carregamentos verticais, criando algumas dificuldades na definição e quantificação das larguras efetivas de acordo com os critérios mencionados no Eurocódigo 8. Isto é, o Eurocódigo 8 prevê momentos máximos atuantes positivos e negativos nas zonas dos pilares sugerindo critérios de quantificação de larguras efetivas para essas zonas. No entanto, para as zonas a meio vão não é referido nenhum critério de quantificação de larguras efetivas quando estas estão sujeitas a momentos fletores positivos significantes.

O mesmo se verifica para os casos em que o edifício se localiza em Lagos (Figura 4.20). Apesar de ser uma zona de baixa a moderada sismicidade, os diagramas de momentos fletores mostram ainda a importância das cargas gravíticas.

# 5 CONCLUSÕES

## 5.1. CONCLUSÕES GERAIS

A realização desta dissertação teve como objetivo principal a análise da influência do método de quantificação da largura efetiva no dimensionamento de estruturas mistas aço-betão. Foi dimensionado um edifício sujeito a carregamentos verticais e sísmicos, em duas localizações distintas, com base em vários critérios normativos (europeus e americanos) de definição e quantificação de larguras efetivas.

Este estudo permitiu confrontar as regras de dimensionamento sugeridas nas várias normas aplicáveis e concluir que os critérios de quantificação de larguras efetivas variam em função da norma utilizada. Ou seja, enquanto que as normas americanas adotam processos simplificados e de clara interpretação, os Eurocódigos adotam critérios mais trabalhosos para o projetista e, em alguns casos, de difícil interpretação. Para além de diferenciarem os métodos de definição de larguras efetivas para a análise estrutural e quantificação de resistências, também fazem distinção de larguras efetivas em função do tipo de carregamento, gravítico e sísmico. Esta situação acarreta necessariamente mais trabalho ao nível do projeto.

Apesar das diferenças significativas nos métodos de quantificação do parâmetro largura efetiva, salienta-se que em todas as normas consideradas neste estudo, este parâmetro depende sobretudo da largura da laje e do vão da viga.

Em relação aos resultados obtidos no estudo paramétrico, verificou-se que o edifício sob a ação de carregamentos verticais apresentou a mesma solução estrutural em todos os casos de estudo. As larguras efetivas consideradas são semelhantes, com a exceção das consideradas no caso 4 (norma AISC 360-16).

No dimensionamento gravítico também se verificou que apesar dos momentos de inércia serem sensíveis ao valor da largura efetiva, não são proporcionais. Evidenciou-se ainda que quando a secção não é fendilhada, a rigidez de flexão da secção mista é muito superior pelo facto de ser considerado o contributo da laje de betão.

Ao nível dos momentos fletores máximos negativos, para carregamentos verticais, obtiveram-se ligeiras variações. Os valores mostraram-se superiores para larguras efetivas maiores, que por sua vez levam ao aumento dos momentos de inércia e dos momentos resistentes, compensando assim o aumento de momentos fletores atuantes. Em relação aos momentos máximos positivos, verifica-se que não há variações significativas de caso para caso e que estes valores não são relevantes dada a elevada resistência das vigas mistas quando são sujeitas a momentos fletores positivos.

Ainda no dimensionamento gravítico, e em relação à deformação nas vigas, concluiu-se que este parâmetro é sensível às larguras efetivas. No entanto, os valores de flecha obtidos são muito inferiores aos limites definidos pelos Eurocódigos. Relativamente aos períodos de vibração, verificou-se uma variação máxima de valores pouco significativa (12%), sendo que o Eurocódigo 4 é a norma que conduz a um período de vibração superior pela necessidade de considerar a secção fendilhada na zona dos apoios, resultando numa menor rigidez de flexão.

Em comparação com as soluções gravíticas, nas soluções sísmicas obtiveram-se secções metálicas para os pilares superiores em todos os casos. Relativamente às vigas, a secção do perfil metálico só aumentou em dois casos (Casos 5B e 6B).

Verifica-se que as soluções finais de cada caso de estudo, no dimensionamento sísmico, são muito idênticas e que, em quase todos os casos, a solução para o edifício localizado no Porto foi igual à solução para o caso do edifício localizado em Lagos.

No dimensionamento sísmico, as inércias equivalentes utilizadas na análise estrutural foram inferiores às utilizadas no dimensionamento gravítico. No entanto, com o aumento das secções dos pilares, obtiveram-se períodos de vibração da estrutura inferiores, com a exceção do Caso 4.

Verificou-se, também, que o Eurocódigo 8, nos critérios de quantificação da largura efetiva, apenas prevê momentos máximos atuantes positivos e negativos nas zonas dos pilares sugerindo critérios de quantificação de larguras efetivas para essas zonas. Contudo, quando os diagramas de momentos flectores se assemelham aos diagramas típicos dos carregamentos verticais e existem momentos significativos a meio vão surgem dúvidas na interpretação dos critérios sugeridos pelo Eurocódigo 8.

Por fim, e em jeito de conclusão final, destacam-se os seguintes pontos:

- A solução final resultante do dimensionamento gravítico é insensível ao método de definição/quantificação da largura efetiva.
- O método atual de cálculo do parâmetro largura efetiva proposto nos Eurocódigos obriga à consideração de diferentes modelos de análise para o dimensionamento gravítico e sísmico, o que não é prático para o projetista. Para os casos de baixa a moderada sismicidade, sugere-se uma harmonização desse método de cálculo, que possibilite a utilização de apenas um modelo de análise. Isto é, sugere-se que as larguras efetivas consideradas no dimensionamento gravítico sejam as mesmas a utilizar no dimensionamento sísmico.
- No dimensionamento sísmico, as soluções finais são similares (exceto quando são adotados os critérios do Eurocódigo 2) com variações de quantidade de aço por pórtico máximas na ordem dos 6%, concluindo-se, então, que talvez não se justifica a utilização critérios distintos, nos casos de estruturas localizadas em zonas de baixa a moderada sismicidade.
- A abordagem simplificada proposta nas normas americanas para a quantificação da largura efetiva parece ser suficientemente adequada para ser adotada no processo de dimensionamento gravítico e sísmico de estruturas mistas.

## **5.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Existem alguns aspetos que não foram discutidos no presente estudo que poderão ser incluídos em trabalhos futuros. Este estudo baseou-se num edifício com vigas mistas com interação total. Considera-se oportuno, em trabalhos futuros a análise da influência da largura efetiva em vigas mistas com interação parcial e em edifícios com diferentes configurações geométricas.

Para o estudo da influência da largura efetiva em edifícios com diferentes níveis de carregamento sísmico, sugere-se o estudo de casos de referência através de modelos numéricos 3D pelo Método dos Elementos Finitos.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Calado, L., *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. 2015, Lisboa.
2. Alva, G.; Malite, M., *Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.
3. Guimarães, J., *Análise e dimensionamento de pórticos mistos aço-betão*. 2009, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
4. Rodrigues, L., *Desenvolvimento de um toolkit em excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o Eurocódigo 4*. 2008, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
5. Taranath, B.S., *Structural Analysis and Design of Tall Buildings - Steel and Composite Construction*. 2011.
6. CEN, *NP EN 1994-1-1: Eurocódigo 4 - Projeto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010: Bruxelas.
7. *Lajes Mistas - O Feliz (Catálogo)*. Maio, 2017; Available from: [http://www.ofeliz.pt/sites/default/files/o\\_feliz\\_laje\\_mista\\_h60.pdf](http://www.ofeliz.pt/sites/default/files/o_feliz_laje_mista_h60.pdf).
8. Caldas, R., *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. 2004: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.
9. CEN, *NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. 2010: Bruxelas.
10. CEN, *NP EN 1990: Eurocódigo: Bases para o projeto de estruturas*. 2009: Bruxelas.
11. CEN, *NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais*. 2009: Bruxelas.
12. CEN, *NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010: Bruxelas.
13. CEN, *NP EN 1993-1-1: Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010: Bruxelas.
14. Simões, R. A. D., *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 2ª Edição. 2007, Coimbra, Portugal.
15. Oehlers, D. J. Bradford, M. A., *Composite steel and concrete structural members - Fundamental Behaviour*. 1995, Austrália.
16. Alva, G., *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. 2000, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo.
17. Castro, J. M. ; Elghazouli, A. Y. ; Izzuddin, B. A., *Assessment of effective slab widths in composite beams*. Journal of Constructional Steel Research 63, 2006.
18. Chapman, J.C.; Balakrishnan, S., *Experiments on Composite beams*. The Structural Engineer, 1964. P.369-382.
19. Adekola A O. *Effective width of composite beams of steel and concrete*. The Structural Engineer 1968;46(9):285-9.
20. Ansourian, P., *An application of the method of finite elements to the analysis of composite floor systems*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers 1975.
21. Amadio C., Fedrigo C., Fragiaco M., Macorini L. *Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams*. Journal of Constructional Steel Research 60, 2003.
22. Yuan, H.; Deng, H.; Yang, Y.; Weijian, Y.; Zhenggeng, Z., *Element-based effective width for deflection calculation of steel-concrete composite beams*. Journal of Constructional Steel Research 121 (2016) 163-172, 2016.
23. Pinto, F., *Larguras efectivas em vigas mistas submetidas a diferentes tipos de carregamento*. 2009, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
24. Lasheen, M.; Shaat, A.; Khalil, A., *Behaviour of lightweight concrete slabs acting compositely with steel I-sections*. Construction and Building Materials 124 (2016) 967-981, 2016.
25. AISC, *ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings, in I. Design of composite members*. 2016: Chicago, Illinois.
26. AISC, *ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 2016: Chicago, Illinois.
27. AUTODESK, *Robot Structural Analysis*. Maio, 2017; Available from: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview>.







**ANEXO A1**  
**FOLHA DE CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS DE UMA SECÇÃO MISTA**



## MATERIAIS

Aço estrutural	f <sub>yd</sub> (MPa)	275	Ea (Gpa)	210	γ a (kN/m <sup>2</sup> )	78.5		
Aço armaduras	f <sub>sd</sub> (MPa)	434.8	Es (GPa)	210				
Betão	f <sub>cd</sub> (Mpa)	16.7	E <sub>cm</sub> (GPa)	31	γ c (kN/m <sup>2</sup> )	25.0	f <sub>ctm</sub> (Mpa)	2.6

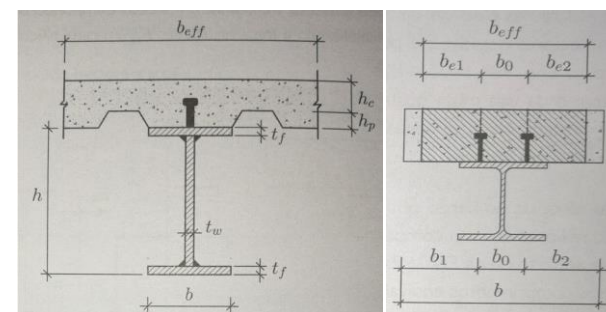
## CARACTERÍSTICAS DA VIGA MISTA

### Perfil metálico: IPE 300

Aa (mm <sup>2</sup> )	5381
Ia (mm <sup>4</sup> )	83560000
ha (mm)	300
hw (mm)	278.6
tf (mm)	10.7
tw (mm)	7.1
b (m)	150
r (m)	15

### Laje mista:

hc total (mm)	150
hc (mm)	90
hp (mm)	60
L1 (m)	9.00



### Largura efetiva

• Vão 1	
b <sub>eff1</sub> (mm)	1575

• Apoio	
b <sub>eff2</sub> (mm)	1125

Valores a alterar

Resultados

### Forças máximas no betão e no aço

F <sub>máx</sub> de compressão no banzo de betão - R <sub>c</sub> (kN)	2012.14	
F <sub>máx</sub> de tração na armadura - R <sub>s</sub> (kN)	344.22	(A <sub>s</sub> calculado na seção das propriedades mecânicas)
F <sub>máx</sub> de tração no perfil de aço - R <sub>a</sub> (kN)	1479.78	
F <sub>máx</sub> no banzo do perfil de aço - R <sub>f</sub> (kN)	441.38	
F <sub>máx</sub> na alma do perfil de aço - R <sub>w</sub> (kN)	597.03	

Posição do e.n.pl: Momento positivo (M+)

Caso 1	e.n. na zona maciça de betão
Caso 2	e.n. na zona nervurada do banzo de betão
Caso 3	e.n. no banzo superior do perfil de aço
Caso 4	e.n. na alma do perfil de aço

Momento negativo (M-)

e.n. no banzo superior do perfil de aço
e.n. na alma do perfil de aço

**ARMADURA MÍNIMA**

d (mm) 300  
n 13.55

**Notas:**

- Na análise não fendilhada despreza-se  $A_s$ .
- Na análise fendilhada considera-se  $A_s$  e despreza-se o betão à tração.

**Armadura mínima na zona do apoio**

$\rho_s$  0.006694  
As mín (mm<sup>2</sup>) 677.73

Considerando 7 Ø12//0,15: As (mm<sup>2</sup>) 791.68 hs (mm) 125 (Distância da face inferior da laje ao eixo da armadura)

**PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS SECÇÕES**

## • Vão - Não fendilhado - Momento fletor positivo (+)

- CASO 1:  $z_e \geq h_c$   
ze (mm) 0.00  
leq (mm<sup>4</sup>) 0
- CASO 2:  $z_e < h_c$   
ze (mm) 126.67  
leq (mm<sup>4</sup>) 323980636  
Wc (mm<sup>3</sup>) 2557618

## • Apoio Intermédio - Momento fletor negativo (-)

- Não fendilhado  
ze (mm) 151.75  
leq (mm<sup>4</sup>) 292029854  
Wc (mm<sup>3</sup>) 1924446
- Fendilhado  
ze (mm) 264.73  
leq (mm<sup>4</sup>) 135752081

## • TABELA RESUMO - Propriedades mecânicas

Secção	Tipo de análise	Coef. Homog. (n)	beff (mm)	e.n.elástico - ze (mm)	leq x 10 <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	Wc x 10 <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )
Vão 1 = Vão 2	Não fendilhada	13.55	1575	126.67	32398	2558
Apoio interno	Não fendilhada	13.55	1125	151.75	29203	1924
	Fendilhada	-	1125	264.73	13575	-

## DEFORMAÇÃO

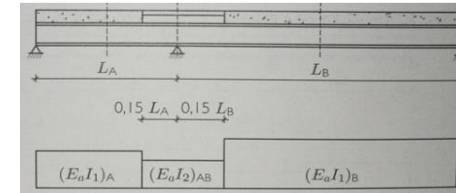
### Análise Global Elástica Linear - Verificar se é necessário considerar fendilhação

Para vão iguais, com inércia constante:

$$\begin{aligned} \text{Ned} &= 30.50 \text{ kN} \\ \text{Med} &= 268.37 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tensão na fibra extrema do betão:

$$\begin{aligned} \sigma_c, \text{máx} &= 10.15 \text{ Mpa} && \rightarrow \text{Se não for inferior a } 2f_{ctm} \text{ tem que ser considerada a fendilhação} \\ 2 f_{ctm} &= 5.2 \text{ Mpa} && \rightarrow \text{Fendilhação deve ser considerada (EC4: 5.4.2.3(2))} \end{aligned}$$



### Análise Global Elástica Linear - Resumo

Zona Não Fendilhada:	0,85xL =	7.7	Ea.11
Zona Fendilhada:	0,15xL =	1.35	Ea.12

y1 = 323.33	I1 = 323980636	A1 = 15844
y2 = 185.27	I2 = 135752081	A2 = 6173
(mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>2</sup> )

Tirar novos esforços: Med +  
Med -

### Flecha para Ped característico

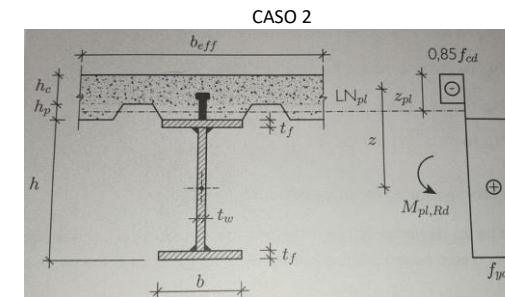
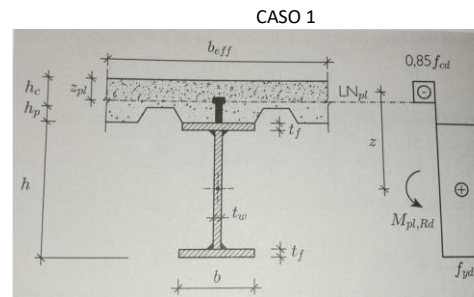
Flecha atuante:		Flecha máxima: L/250	
δ (mm)	5.60	36.00	Ok!

## MOMENTO RESISTENTE PLÁSTICO POSITIVO

- CASO 1:  $R_c > R_a$ 

z <sub>pl</sub> (mm)	66.19
z (mm)	266.91
M <sub>pl,Rd</sub> (kN.m)	394.96
- CASO 2:  $R_c = R_a$ 

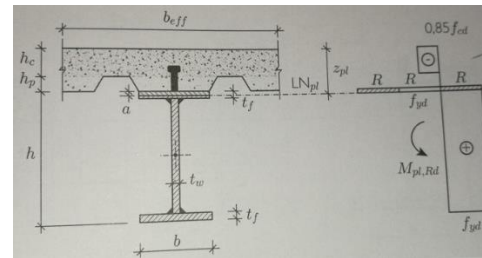
z (mm)	0.00
M <sub>pl,Rd</sub> (kN.m)	0.00



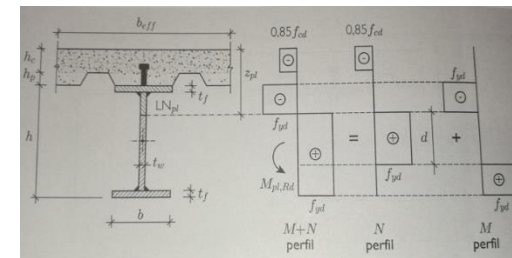
- CASO 3:  $R_c < R_a$  e  $R_c \geq R_w$   
 $R$  (kN) 0.00  
 $a$  (mm) 0.00  
 $z_{pl}$  (mm) 0.00  
 $M_{pl,Rd}$  (kN.m) 0.00
- CASO 4:  $R_c < R_a$  e  $R_c < R_w$   
 Vou ignorar este caso, normalmente o e.n fica no banzo de betão ou no banzo superior do perfil de aço

$M_{pl,Rd+}$  (kN.m) 394.96

CASO 3



CASO 4



**MOMENTO RESISTENTE PLÁSTICO NEGATIVO**

- CASO 1:  $R_s < R_a$  e  $R_s \geq R_w$   
 $R$  (kN) 0.00  
 $a$  (mm) 0.00  
 $z_{pl}$  (mm) 0.00  
 $M_{pl,Rd}$  (kN.m) 0.00
- CASO 2:  $R_s < R_a$  e  $R_s < R_w$   
 $d$  (mm) 176.30  
 $z_{pl}$  (mm) 211.85

Divisão da secção em blocos:

Nº	Área (mm <sup>2</sup> )	Braço (mm)	Força (kN)
1	791.68	25.00	344.22
2	1605.00	155.35	441.38
3	363.17	186.28	109.61
4	1614.89	325.58	-487.41
5	1605.00	444.65	-441.38

(Verificações da tabela de divisão da secção em blocos:)

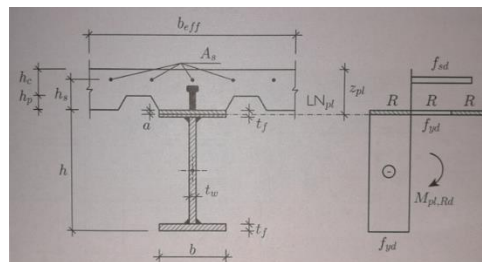
$$R_w \text{ (kN)} = 597.0 = 597.0$$

$$R_a \text{ (kN)} = 1479.8 = 1479.8$$

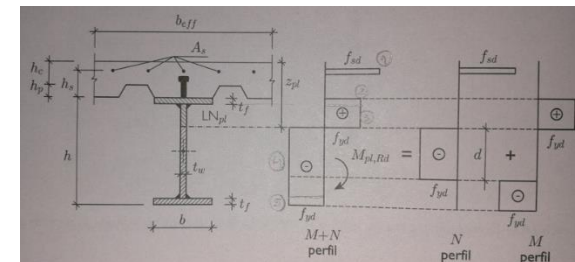
$$M_{pl,Rd} \text{ (kN.m)} = 257.36$$

$M_{pl,Rd-}$  (kN.m) 257.36

CASO 1



CASO 2



## ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE

$A_v$  (mm<sup>2</sup>)      2567.97      ≤      2373.67

$V_{pl,Rd}$  (kN)      376.87

Considerações:       $h_w/t_w = 39.24$       Como  $39.24 < 55.46$  → Não é necessário verificar a resistência à encurvadura por esforço transverso.  
 $72*\xi/\eta = 55.46$

Se  $V_{ed} < 0.50 V_{pl,Rd}$  → Não é necessário ter em conta a interação flexão - esforço transverso.





