

VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO

ESTUDO COMPARATIVO

DE SOLUÇÕES

JOÃO MANUEL ALVES TAVARES

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

Orientador: Doutor Cláudio Carlos da Silva Horas

Co-Orientador: Engenheiro Tiago Daniel Rebocho Nunes Alves

JULHO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

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.

À Família e Amigos

É justo que muito custe o que muito vale.

Teresa de Ávila

AGRADECIMENTOS

A concretização deste trabalho não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas, às quais gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao meu orientador Doutor Cláudio Horas, que me transmitiu muitos conselhos e disponibilizou-se sempre para esclarecer as minhas dúvidas.
- Ao meu coorientador Engenheiro Tiago Alves, por todos os conhecimentos transmitidos, por todo o auxílio prestado e por ter permitido que eu desenvolvesse este trabalho na Adf (Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores). Posso me sentir grato por desenvolver a tese nesta empresa.
- Aos colegas da faculdade pelos bons momentos passados dentro e fora da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Aos amigos mais próximos que sempre demonstraram um grande apoio na conclusão desta meta académica e pela sua amizade e convivência demonstrada.
- Um especial e grande agradecimento aos meus pais e ao meu irmão, pela compreensão, motivação e grande oportunidade que me facultaram. Sem eles não teria sido possível. O meu eterno agradecimento.

A todos um muito obrigado.

RESUMO

O foco da presente dissertação consistiu em estudar soluções alternativas para vigas mistas aço-betão como parte da estrutura de pavimentos para um edifício construído no Porto. O tema deste trabalho enquadra-se no contexto e objetivos de investigação do “CONNECT4C” (C4C), contribuindo com dados relevantes para o projeto referido.

No desenvolvimento desta dissertação, estudaram-se dois tipos de soluções de vigas mistas aço-betão, a saber: i) uma solução de vigas simplesmente apoiadas; e ii) uma solução de vigas contínuas. Foram abordadas as verificações de segurança que fundamentam o dimensionamento desses elementos estruturais, bem como as exigências regulamentares aplicáveis às disposições construtivas e detalhamento de vigas mistas de aço e betão para cada tipo de solução. Além disso, discutiu-se criticamente as metodologias de análise e dimensionamento estrutural pertinentes para as soluções estudadas.

O dimensionamento para a solução de vigas simplesmente apoiadas revelou-se mais simples, possibilitando projetos mais rápidos e eficientes. Por outro lado, as soluções de vigas contínuas requerem cálculos mais elaborados, necessitando de processos de cálculo mais demorosos. Sendo assim, na primeira solução, o dimensionamento foi de base analítica, enquanto para a segunda solução recorreu-se a softwares apropriados como *Robot*, *Fagus* e *LTBeam N*.

Em suma, a presente dissertação compara soluções de vigas mistas simplesmente apoiadas e vigas mistas contínuas, com destaque para os seus custos e peso, abrangendo tanto os materiais quanto as ligações utilizadas na sua conceção. Neste trabalho, concluiu-se acerca da razão pela qual a solução de vigas simplesmente apoiadas domina o mercado na prática, sustentando as conclusões com resultados consistentes.

PALAVRAS-CHAVE: pavimentos mistos, solução de vigas mistas simplesmente apoiada, solução de vigas mistas contínuas, ligações, análise comparativa.

ABSTRACT

The focus of this dissertation was to study alternative solutions for composite steel-concrete beams as part of the floor structure for a building constructed in Porto. The topic of this work fits within the research context and objectives of “CONNECT4C” (C4C), contributing with relevant data to the mentioned project.

In the development of this dissertation, two types of composite steel-concrete beam solutions were studied: i) a solution with simply supported beams; and ii) a solution with continuous beams. The safety checks that underpin the design of these structural elements were addressed, as well as the regulatory requirements applicable to the construction arrangements and detailing of composite steel and concrete beams for each type of solution. Additionally, the methodologies for structural analysis and design relevant to the studied solutions were critically discussed.

The design for the simply supported beam solution proved to be simpler, enabling faster and more efficient projects. On the other hand, continuous beam solutions require more elaborate calculations, necessitating more time-consuming calculation processes. Thus, in the first solution, the design was analytically based, while for the second solution, appropriate software such as *Robot*, *Fagus*, and *LTBeam N* was used.

In summary, this dissertation compares solutions for simply supported composite beams and continuous composite beams, highlighting their costs and weight, covering both the materials and the connections used in their design. This work concluded the reason why the simply supported beam solution dominates the market in practice, supporting the conclusions with consistent results.

KEYWORDS: composite floors, simply supported composite beam solution, continuous composite beam solution, connections, comparative analysis.

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E BETÃO	5
2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	5
2.2. CONEXÃO DE CORTE	6
2.3. DISTINÇÃO ENTRE CONEXÃO E INTERAÇÃO	8
2.4. SOLUÇÕES ATUAIS DE VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO EM EDIFÍCIOS	9
2.4.1. SOLUÇÕES DE VIGAS MISTAS CONVENCIONAIS.....	9
2.4.2. SOLUÇÕES DE SISTEMAS TIPO <i>SLIMFLOOR</i>	12
2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO	16
2.6. EXEMPLOS DE ESTRUTURAS MISTAS.....	17
2.7. CONSTRUÇÃO MISTA E AS SUAS CARACTERÍSTICAS ESSENCIAIS	20
2.8. ASPETOS CRÍTICOS DO DIMENSIONAMENTO.....	22
2.8.1. CONTROLO DA LARGURA DE FENDAS	22
2.8.2. PLASTIFICAÇÕES DO AÇO EM SERVIÇO.....	22
2.8.3. POSIÇÃO DE ARMADURAS EM RELAÇÃO À FACE INFERIOR DOS CONECTORES	23
2.8.4. ENCURVADURA EM ZONAS DE CONTINUIDADE	24
2.8.5. RIGIDEZ DE LIGAÇÕES MISTAS EM VIGAS CONTÍNUAS	24
2.8.6. ZONAS FISSURADAS: ELS vs ELU	25
2.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	25
3. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS.....	27
3.1. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	27
3.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	29
3.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS	30
3.2.2. LARGURA EFETIVA.....	31
3.2.3. INSTABILIDADE POR ENCURVADURA LATERAL.....	32
3.2.4. RESISTÊNCIA PLÁSTICA À FLEXÃO	33

3.2.5.	RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	35
3.2.6.	FLEXÃO COM ESFORÇO TRANSVERSO	36
3.2.7.	CONEXÃO DE CORTE	37
3.2.8.	ARMADURA DE COSTURA	39
3.3.	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	41
3.3.1.	DEFORMAÇÃO	41
3.3.1.1.	VIGAS NÃO ESCORADAS	43
3.3.1.2.	VIGAS ESCORADAS	44
3.3.2.	CONTROLO DE TENSÕES.....	44
3.3.3.	CONTROLO DE FENDILHAÇÃO	45
3.3.4.	VIBRAÇÃO.....	46
3.4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
4.	CASO DE ESTUDO	49
4.1.	O PROJETO “CONNECT4C” (C4C).....	49
4.2.	ENQUADRAMENTO DA DISSERTAÇÃO NO “CONNECT4C” (C4C)	50
4.3.	EDIFÍCIO DE REFERÊNCIA.....	50
4.4.	IDENTIFICAÇÃO DO PISO DE REFERÊNCIA	53
4.5.	SUPOSIÇÕES TÉCNICAS	53
4.5.1.	VIDA ÚTIL DO PROJETO	53
4.5.2.	NORMAS E CÓDIGOS UTILIZADOS.....	53
4.5.3.	MATERIAL ESTRUTURAL E NOTAS.....	54
4.5.3.1.	BETÃO	54
4.5.3.2.	AÇO DE ARMADURA.....	54
4.5.3.3.	AÇO ESTRUTURAL	54
4.5.3.4.	CARGAS DE PROJETO	55
4.5.3.5.	FLUÊNCIA E RETRAÇÃO	56
4.5.4.	COMBINAÇÕES DE CARGAS	56
4.5.4.1.	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	56
4.5.5.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	57
4.6.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	57
4.6.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	57
4.6.2.	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	57
4.6.3.	VIBRAÇÕES.....	58

4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	58
5. DIMENSIONAMENTO DO PISO COM VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS	59
5.1. DIMENSIONAMENTO DA LAJE MISTA	59
5.2. PARTICULARIDADES DO SISTEMA SIMPLEMENTE APOIADO	60
5.3. IDENTIFICAÇÃO E NOMENCLATURA DAS VIGAS A DIMENSIONAR	60
5.4. LARGURA EFETIVA DE UMA VIGA SIMPLEMENTE APOIADA	61
5.5. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA PLÁSTICA	61
5.6. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	63
5.6.1. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO	63
5.6.2. VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO	63
5.6.3. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA CONEXÃO DE CORTE	64
5.6.4. VERIFICAÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO PARCIAL OU TOTAL	65
5.6.5. CÁLCULO DA ARMADURA DE CORTE LONGITUDINAL	66
5.7. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	67
5.7.1. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	67
5.7.2. VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO	68
5.7.2.1. PROPRIEDADES DA SECÇÃO	68
5.7.2.2. DEFORMAÇÕES	70
5.7.3. CONTROLO DA VIBRAÇÃO	72
5.8. SOLUÇÃO FINAL DO PAVIMENTO COM VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS	73
5.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
6. DIMENSIONAMENTO DO PISO COM VIGAS MISTAS CONTÍNUAS	75
6.1. DIMENSIONAMENTO DA LAJE MISTA	75
6.2. PARTICULARIDADES DO SISTEMA CONTÍNUO	75
6.3. IDENTIFICAÇÃO E NOMENCLATURA DAS VIGAS A DIMENSIONAR	76
6.4. LARGURA EFETIVA DE UMA VIGA CONTÍNUA	76
6.5. CÁLCULO DA ENVOLVENTE DE MOMENTOS DA VIGA EM ESTUDO	77
6.5.1. PROPRIEDADES DA SECÇÃO	77
6.5.2. ZONA FENDILHADA	79
6.5.3. ENVOLVENTE DE MOMENTOS DA VIGA EM ESTUDO	82
6.6. DETERMINAÇÃO DAS CLASSES DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS	84

6.7. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	86
6.7.1. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO DO BETÃO	86
6.7.2. VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO	87
6.7.3. CONTROLO DA VIBRAÇÃO.....	88
6.8. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	88
6.8.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA PLÁSTICA.....	88
6.8.2. MOMENTO RESISTENTE À ENCURVADURA LATERAL	89
6.8.3. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA CONEXÃO DE CORTE.....	92
6.8.4. VERIFICAÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO PARCIAL OU TOTAL.....	93
6.8.5. CÁLCULO DA ARMADURA DE CORTE LONGITUDINAL	94
6.8.6. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO	94
6.8.7. VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO	95
6.9. SOLUÇÃO FINAL DO PAVIMENTO COM VIGAS MISTAS CONTÍNUAS	96
6.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS	96
7. CONCLUSÕES	99
7.1. CONSIDERAÇÕES ADOTADAS NA ANÁLISE ENTRE SOLUÇÕES	99
7.2. ANÁLISE DE CUSTO E PESO ENTRE SOLUÇÕES ESTUDADAS.....	99
7.2.1. ANÁLISE ENTRE PERFIS	100
7.2.2. ANÁLISE ENTRE ARMADURA	100
7.2.3. ANÁLISE ENTRE LIGAÇÕES	101
7.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema da patente de Kahn (Nethercot, 2003).....	6
Figura 2.2 – Conectores soldados (Cimm, 2024).....	7
Figura 2.3 – Conectores cravados (Hilti, 2024).....	7
Figura 2.4 – Saliências de chapa perfilada (Futur Eng, 2024).....	7
Figura 2.5 – Tipos de conectores (Calado & Santos, 2013).....	8
Figura 2.6 – Grau de conexão nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013).....	9
Figura 2.7 – Grau de interação nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013).....	9
Figura 2.8 – Sistema construtivo convencional com laje mista e viga mista: OFeliz perfil H60 (OFeliz, 2014).....	10
Figura 2.9 – Viga em aço Angelina (alveolar) – Arcelor-Mittal (Constructalia, 2016).....	11
Figura 2.10 – Exemplo de vigas mistas com recurso a treliça metálica (Trindade, Fernandes, & Júnior, 2017).....	11
Figura 2.11 – Chapa Cofraplus 220 com “Wing system” da Arcelor-Mittal (Arcelor-Mittal, 2014 ^a).....	12
Figura 2.12 – Viga mista Cofraplus 220 da Arcelor-Mittal com acessórios tipo “wing” (Arcelor-Mittal, 2011).....	12
Figura 2.13 – Chapa colaborante de pequena espessura-Chapa Cofraplus 220 da Arcelor-Mittal a viga tipo slimfloor (Arcelor-Mittal, 2014 ^a).....	13
Figura 2.14 – Sistema Cofradal: Arcelor-Mittal em pisos de pequena altura (em mm) (Arcelor-Mittal, 2014).....	13
Figura 2.15 – Recurso a painéis pré-fabricados de betão (Arcelor-Mittal, 2014b).....	13
Figura 2.16 – Conexão de corte com recurso a “concrete-dowels” em vigas mistas <i>slimfloor</i> (Arcelor-Mittal, 2014c).....	14
Figura 2.17 – Sistema Slimdek (Manuel Galvez, 2008).....	15
Figura 2.18 – Viga de extremidade RH SFB (Manuel Galvez, 2008).....	15
Figura 2.19 – “DeltaBeams” (Peikko, 2016).....	15
Figura 2.20 – <i>Slimfloor</i> com vigas alveolares (Huo, 2012).....	15
Figura 2.21 – Principais tipologias de lajes utilizadas no sistema <i>slimfloor</i> (Manuel Galvez, 2008).....	16
Figura 2.22 – Burj Khalifa (Dubai, EAU).....	18
Figura 2.23 – Shanghai Tower (China).....	18
Figura 2.24 – One World Trade Center (EUA).....	18
Figura 2.25 – Torres de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações (Lisboa, Portugal).....	19
Figura 2.26 – Torre Oriente (Lisboa, Portugal).....	19
Figura 2.27 – Torre Norte do Instituto Superior Técnico (Lisboa, Portugal).....	19
Figura 2.28 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro (Porto, Portugal).....	20
Figura 2.29 – Exemplo de escoramento (C3, 2024).....	21
Figura 2.30 – Exemplo ilustrativo de uma contra-flecha (Calado & Santos, 2013).....	21
Figura 2.31 – Espessura da laje segundo a EN 1994-4-1 (CEN, 2011) (dimensões em cm).....	23
Figura 2.32 – Nível da armadura transversal inferior (dimensões em mm) (Johnson e Anderson, 1993).....	23
.....	23
Figura 2.33 – Zona vulnerável de ocorrência de encurvadura lateral (Gonçalves, 2013).....	24
Figura 2.34 – Ligação mista com chapa de extremidade (Calado & Santos, 2013).....	25
Figura 3.1 - Construção não escorada (Calado & Santos, 2013).....	28
Figura 3.2 - Construção escorada (Calado & Santos, 2013).....	28
Figura 3.3 - Influência no processo construtivo (Calado & Santos, 2013).....	29
Figura 3.4 – Classificação das secções transversais.....	30
Figura 3.5 – Definição da largura efetiva do banzo para cálculo de tensões (Fabrizzi, 2007).....	31

Figura 3.6 – Valores de Le para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão (CEN, 2011).....	32
Figura 3.7 – Encurvadura lateral numa viga mista contínua (Guimarães, 2009).....	33
Figura 3.8 - Forças em cada bloco para o cálculo do momento fletor resistente plástico (Calado & Santos, 2013)	34
Figura 3.9 - Distribuição plástica das tensões quando eixo da linha neutra se localiza na zona maciça do betão	35
Figura 3.10 - Métodos para a distribuição de conectores dúcteis (Calado & Santos, 2013).....	38
Figura 3.11 - Modelo de escoras e tirantes para verificação do corte longitudinal em viga (Calado & Santos, 2013)	39
Figura 3.12 - Superfícies de rotura por corte longitudinal (EN 1994-1-1, (CEN, 2011)).....	40
Figura 3.13 - Superfícies de rotura por corte longitudinal com chapa colaborante (EN 1994-1-1, (CEN, 2011))	40
Figura 3.14 - Deslocamentos verticais a considerar.....	42
Figura 4.1 - Fachada principal do edifício original.....	50
Figura 4.2 - Fachada lateral do edifício	51
Figura 4.3 - Vista interior do edifício	51
Figura 4.4 - Planta do edifício de referência	51
Figura 4.5 - Elevação do edifício de referência.....	52
Figura 4.6 - Laje mista (H60- O Feliz (t=1mm)) (OFeliz, 2014).....	52
Figura 4.7 - Piso de referência	53
Figura 4.8 - Definições de deformações verticais	58
Figura 5.1 - Tabela de cálculo fornecida pelo fabricante	59
Figura 5.2 - Identificação das diferentes vigas-tipo em estudo.....	61
Figura 5.3 - Solução do pavimento com vigas mistas simplesmente apoiadas.....	73
Figura 6.1 - Identificação das diferentes vigas tipo em estudo	76
Figura 6.2 - Simplificação a adotada para a largura efetiva (CEN, 2011).....	76
Figura 6.3 - Modelo <i>Robot</i> para calculo da zona fissuração.....	80
Figura 6.4 - Modelo de retração no <i>Robot</i>	81
Figura 6.5 - Envoltentes Máxima e Mínima de tensões na viga.....	81
Figura 6.6 - Zonas fissuradas.....	82
Figura 6.7 - Largura efetiva na zona fissurada.....	82
Figura 6.8 - Introdução das zonas fissuradas nos modelos.....	83
Figura 6.9- Diagrama de momentos finais da viga (envoltentes em combinação característica).....	84
Figura 6.10 -Distribuição plástica das tensões quando eixo neutro se situa na alma do perfil	85
Figura 6.11 - Análise modal da viga contínua	88
Figura 6.12 - Distâncias das áreas da secção ao eixo neutro plástico (dimensões em cm).....	89
Figura 6.13 - Eixo neutro da secção com flexão positiva	90
Figura 6.14 - Eixo neutro da secção com flexão negativa	90
Figura 6.15 - Modelo da viga extrema no <i>LTBeam N</i>	91
Figura 6.16 - Modelo da viga central no <i>LTBeam N</i>	91
Figura 6.17 - Secções críticas ao longo da viga (apoios, máximos e mínimos)	93
Figura 6.18 - Diagrama de momentos da viga em Estado Limite Último	95
Figura 6.19- Diagrama de esforço transverso da viga em Estado Limite Último	95
Figura 6.20 - Solução do pavimento com vigas mistas contínuas	96
Figura 7.1 - Valores correntes de mercado segundo o SCI (Steel Construction, 2024).....	99
Figura 7.2 - Ligações na viga contínua B303 (dimensões em mm)	101
Figura 7.3 - Ligações na viga contínua B301 (dimensões em mm)	101

Figura 7.4 - Ligação na viga simplesmente apoiada A301101
Figura 7.5 - Ligação na viga simplesmente apoiada A302102

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais na EN 1993-1-1 (CEN, 2010b)	42
Tabela 3.2 - Deslocamentos a considerar no cálculo de uma viga mista não escorada (Calado e Santos, 2013)	43
Tabela 3.3 - Deslocamentos a considerar no cálculo de uma viga mista escorada (Calado e Santos, 2013)	44
Tabela 4.1 - Peso-Próprio (PP).....	55
Tabela 4.2 - Cargas permanentes (RCP) - Escritório	55
Tabela 4.3 - Cargas permanentes (RCP) - Cobertura	55
Tabela 4.4 - Cargas permanentes (RCP) - Fachada	55
Tabela 4.5 - Cargas variáveis (Q) – Escritório.....	56
Tabela 4.6 - Valores dos coeficientes ψ para edifícios – EN 1990 (CEN, 2009).....	57
Tabela 4.7 - Valores recomendados para deformações verticais.....	57
Tabela 5.1 - Larguras efetivas das vigas em estudo	61
Tabela 5.2 - Momento e esforço transverso plástico resistente	62
Tabela 5.3 - Verificação á flexão.....	63
Tabela 5.4 - Verificação ao esforço transverso.....	64
Tabela 5.5 - Limites superiores kt_{max} para o fator de redução kt (EN 1994-1-1(CEN, 2011))	64
Tabela 5.6 - Força resistente do conector nas vigas em estudo	65
Tabela 5.7 - Grau de conexão das restantes vigas em estudo	66
Tabela 5.8 - Armadura de corte nas restantes vigas em estudo	67
Tabela 5.9 - Armadura longitudinal para controlo de fendilhação.....	67
Tabela 5.10 - Propriedades da secção homogeneizada da VG1	69
Tabela 5.11 - Propriedades da secção homogeneizada da VG2	69
Tabela 5.12 - Propriedades da secção homogeneizada da VG3	69
Tabela 5.13 - Propriedades da secção homogeneizada da VG4	70
Tabela 5.14 - Propriedades da secção homogeneizada da VG5	70
Tabela 5.15 - Propriedades da secção homogeneizada da VG6	70
Tabela 5.16 - Verificação da deformação nas restantes vigas em estudo e suas contra flechas	72
Tabela 5.17 - Frequências das restantes vigas em estudo.....	73
Tabela 6.1 - Propriedades da secção homogeneizada da VG1	79
Tabela 6.2 - Limites superiores kt_{max} para o fator de redução kt indicados na EN 1994-1-1 (CEN, 2011)	92
Tabela 7.1 - Custos correntes utilizados na análise comparativa.....	100
Tabela 7.2 - Custo e peso dos perfis	100
Tabela 7.3 - Custo e peso das armaduras	100
Tabela 7.4 - Custo e peso das ligações	102
Tabela 7.5 - Comparação final entre soluções	102

1

INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Um elemento estrutural misto aço-betão é definido pela presença de elementos de aço e elementos de betão na configuração transversal. Esses elementos trabalham de forma conjunta, resultando num desempenho aprimorado em comparação com o que cada material alcançaria individualmente. Esse desempenho superior manifesta-se tanto em termos de resistência quanto de rigidez, permitindo o desenvolvimento de soluções estruturais altamente competitivas, assumindo diversas formas, como pilares, vigas, lajes ou conexões.

Tem-se verificado um aumento considerável na utilização de soluções estruturais mistas de aço e betão na Europa. Esse crescimento está associado, em parte, ao reconhecimento das vantagens estruturais dessas soluções. As vantagens reconhecidas da construção mista de aço e betão incluem questões como a facilidade e rapidez de execução, economia da solução, sustentabilidade da construção e o alto grau de otimização.

Na prática da engenharia na Europa, a introdução de Eurocódigos específicos proporcionou aos projetistas uma maior confiança na adoção de soluções estruturais mistas. Isso contribuiu significativamente para aumentar a aplicabilidade dessas soluções, permitindo uma abordagem mais segura e confiável no dimensionamento e na construção.

Dado o crescente nível de competição no mercado da construção civil, que se intensificou ao longo das últimas décadas, é crucial que os projetistas sejam capazes de conceber soluções versáteis e vantajosas em termos económicos, bem como em termos de facilidade e rapidez de execução. Este enquadramento destaca a importância de abordagens de conceção e dimensionamento que ofereçam benefícios substanciais em diferentes aspetos para as soluções permanecerem competitivas no mercado atual.

Esta tese foca-se em soluções de vigas convencionais, onde a laje é apoiada no banzo superior do perfil metálico, tendo em conta que existem soluções de vigas mistas parcialmente embebidas. Nestes casos, a laje é apoiada, na maioria das vezes, no banzo inferior do perfil metálico ou numa chapa metálica soldada ao mesmo. Ao contrário das primeiras, estas últimas são soluções que ainda não foram explicitamente abordadas pelos Eurocódigos (note-se que se encontra em desenvolvimento uma nova versão do Eurocódigo 4). As vigas mistas parcialmente embebidas possibilitam uma significativa redução na altura dos pavimentos, frequentemente referidas como vigas *slimfloor*. Essas vigas oferecem soluções estruturalmente interessantes e esteticamente atrativas, sendo capazes de se adaptar a restrições rigorosas de altura no sistema estrutural.

A complexidade da análise de estruturas mistas reside principalmente na presença de efeitos não lineares, como o *Shear Lag*, fluência, retração e fendilhação do betão. A combinação desses efeitos torna

a análise desafiadora. Contudo, frequentemente os sistemas estruturais são analisados utilizando modelos simplificados, onde as vigas mistas são consideradas em tramos simplesmente apoiados. Nesses casos, a análise da viga, que deve levar em conta os efeitos não lineares mencionados, pode ser tratada de forma independente, seja através de modelos de cálculo simplificados ou com o auxílio de ferramentas de cálculo desenvolvidas pelo projetista.

Uma peculiaridade da construção mista de aço e betão é a necessidade de distinguir entre a fase construtiva e a fase de exploração. Isso ocorre porque o betão só alcança a sua eficácia após o processo de cura. Portanto, o dimensionamento de um elemento misto envolve a verificação da segurança tanto na fase construtiva (onde a carga é suportada apenas pelos elementos metálicos) quanto na fase definitiva (onde a carga é suportada pelos elementos com comportamento conjunto de aço e betão).

Um dos principais objetivos desta dissertação é abordar a análise e dimensionamento de elementos mistos. Para isso, pretende-se explorar todos os procedimentos necessários, incluindo a consideração de efeitos relevantes e verificações de segurança indispensáveis nesse processo. Desta forma, a tese demonstra uma determinação em aprofundar seus conhecimentos sobre a análise e dimensionamento de elementos mistos de aço e betão, com um foco particular nas vigas mistas. A motivação desta dissertação está completamente ligada ao objetivo de contribuir para a engenharia através de resultados consistentes, executando assim uma análise comparativa entre soluções para retirar desta uma conclusão útil para a engenharia em geral.

1.2. Objetivos da dissertação

Objetivo deste trabalho consistiu em analisar duas soluções de vigas mistas de aço e betão, abordando assim a sua análise e dimensionamento para posterior análise comparativa:

- Dimensionamento e análise de uma solução mista constituída por vigas simplesmente apoiadas, tendo em conta todos os efeitos e verificações necessárias;
- Dimensionamento e análise de uma solução mista constituída por vigas contínuas, tendo em conta todos os efeitos e verificações necessárias, dando realce às suas ligações mais complexas;
- Análise comparativa entre as duas soluções de vigas mistas com foco no seu custo e peso.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em sete capítulos, sendo o presente relativo à introdução, onde se faz uma breve apresentação sobre o tema escolhido, dos principais objetivos do trabalho e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2, aborda-se o tema em geral sobre estruturas mistas de aço e betão, salientando assim soluções atuais de vigas, vantagens e desvantagens e exemplos da atualidade constituídas por estruturas mistas. Ainda neste Capítulo, são mencionados aspetos críticos no dimensionamento das vigas que são tidos em conta.

No Capítulo 3, apresenta-se a fundamentação teórica para auxiliar no dimensionamento das vigas mistas, tendo em conta o seu processo construtivo, e as verificações em Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

No Capítulo 4, caracteriza-se o projeto de investigação que serve de referência a esta tese, incluindo as suposições técnicas e critérios para o seu dimensionamento.

No Capítulo 5, dimensiona-se um piso do edifício de referência, adotando como base uma solução de vigas simplesmente apoiadas.

No Capítulo 6, dimensiona-se o mesmo piso do edifício de referência, mas adotando como base uma solução de vigas contínuas, tendo em conta todas as particularidades da estrutura.

No Capítulo 7, apresentam-se as principais conclusões através de uma análise comparativa entre as duas soluções, focando-se no seu custo e peso.

2

ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E BETÃO

2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

De uma perspectiva ampla, as estruturas mistas remontam às civilizações antigas. Os Assírios, por exemplo, produziram tijolos de barro reforçados com palha, possivelmente constituindo os primeiros elementos estruturais mistos conhecidos. Mais tarde, tanto os Gregos quanto os Romanos adotaram a prática de revestir as suas paredes com materiais diferentes no interior, visando melhorar o seu desempenho estrutural.

No entanto, as estruturas mistas, conforme concebidas atualmente, tiveram origem por volta do século XIX (Viest, 1960). Em 1840, Howe executou um projeto de treliças feitas de madeira e ferro forjado. Quatro anos depois, Thomas e Pratt também patentearam um design similar, com a diferença sendo a disposição dos elementos de ferro forjado. Enquanto a treliça de Howe usava barras de ferro forjado nos elementos verticais, a treliça de Pratt empregava essas mesmas barras nos elementos diagonais. Em algumas áreas rurais da Inglaterra, ainda é possível encontrar pontes construídas com esta tecnologia. Também, por volta de meados do século XIX, com o surgimento do betão, os elementos de ferro forjado começaram a ser revestidos por este material para protegê-los do fogo, representando possivelmente os primeiros elementos mistos com características semelhantes aos atuais.

No começo do século XX, uma série de estudos em diversas partes do mundo impulsionaram o avanço das vigas mistas. No Canadá, em 1923, a *Dominion Bridge Company* conduziu pesquisas sobre vigas envolvidas em betão. Ao mesmo tempo, o *National Physical Laboratory* do Reino Unido realizava testes em vigas mistas, cujos resultados foram divulgados por Scott em 1925. Em 1926, nos Estados Unidos, Kahn registou uma patente para a construção de vigas mistas (Figura 2.1) (Nethercot, 2003). No ano seguinte, Caughey apresentou os resultados de sua pesquisa sobre o comportamento das vigas mistas de aço e betão nos *Proceedings of the Engineering Society*.

Em 1929, Caughey e Scott divulgaram um artigo abordando o dimensionamento de vigas de aço e lajes de betão. Neste artigo, pela primeira vez, destacaram a necessidade de conectores para unir os dois materiais, garantindo a resistência ao corte longitudinal. Além disso, forneceram uma análise sobre como o escoramento afeta a resistência e deformação das vigas.

Durante os anos 30, as estruturas mistas já eram reconhecidas em muitas regiões do mundo. Nessa década, na Suíça, começou-se a utilizar conectores compostos por varões dobrados em espiral nas vigas mistas. Ao mesmo tempo, na Austrália, *Knight* publicou um artigo abordando pontes mistas, no qual discutia o dimensionamento dos conectores e métodos construtivos relacionados (Calado & Santos, 2013).

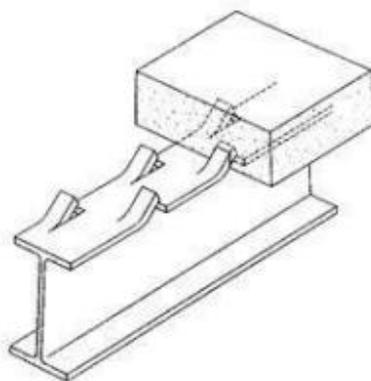


Figura 2.1 – Esquema da patente de Kahn (Nethercot, 2003)

Em 1944, nos Estados Unidos, a regulamentação para construção mista foi estabelecida pela *American Association of State Highway Officials* e, em seguida, pelo *American Institute of Steel Construction*, em 1952.

Durante as décadas de 50 e 60, foram conduzidos numerosos estudos sobre os elementos estruturais mistos. No entanto, questões significativas como a separação vertical entre o perfil de aço e o betão, o desempenho dos diversos tipos de conectores, o atrito entre o perfil de aço e o betão, as vibrações, a torção das vigas mistas e a resistência final das seções, ainda permaneciam sem solução.

Após um declínio no interesse por este tipo de estruturas, a partir da década de 80, houve um aumento significativo do interesse tanto por parte de engenheiros quanto de arquitetos em relação às estruturas mistas. Durante esse período, surgiram diversos livros sobre o assunto, por exemplo: Calzon e Herrera (1978), Yam (1980), Johnson e Anderson (1993), Johnson (1994), Oehlers e Bradford (1995) e Mullett (1998).

A Comunidade Europeia, inicialmente por meio da Convenção Europeia da Construção Metálica (CECM / ECCS) e mais tarde pelo Comité Europeu de Normalização (CEN), tem-se empenhado em fornecer aos projetistas regulamentações adequadas para o dimensionamento e verificação da segurança de estruturas mistas. Este esforço resultou na criação dos Eurocódigos Estruturais, representando um marco na padronização e na segurança das estruturas na Europa, com especial destaque para o Eurocódigo 4 - Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios (EN 1994-1-1) (CEN, 2011).

2.2. CONEXÃO DE CORTE

Um desafio fundamental no estudo de elementos estruturais mistos reside na conexão entre o aço estrutural e o betão. De facto, a análise isolada de cada um desses materiais não oferece dados suficientes para resolver o problema essencial de unir o aço estrutural ao betão.

A conexão entre o aço estrutural e o betão pode ser descrita como o método ou processo para assegurar que esses dois materiais operem de forma unificada e possam ser concebidos como componentes de um único elemento estrutural. Esse tipo de comportamento só é alcançado quando há resistência adequada na interface entre os dois materiais ao longo de sua extensão.

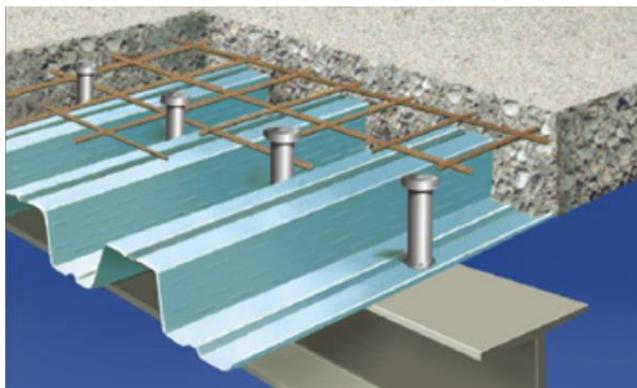


Figura 2.2 – Conectores soldados (Cimm, 2024)

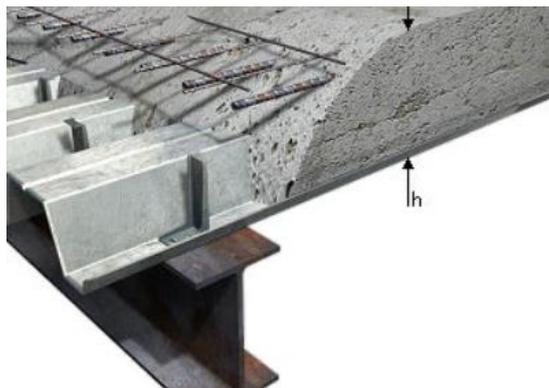


Figura 2.3 – Conectores cravados (Hilti, 2024)

Os meios de conexão atuam na interface entre os dois materiais e são conhecidos como conexão de corte, dado que lidam predominantemente com esforços de corte. A região do elemento estrutural onde essa conexão de corte está localizada experimenta distribuições de tensões intensas e complexas. A ligação entre o aço estrutural e o betão é estabelecida por meio de dispositivos mecânicos, como conectores soldados, conectores cravados e saliências de chapa perfilada (Figuras 2.2 a 2.4).

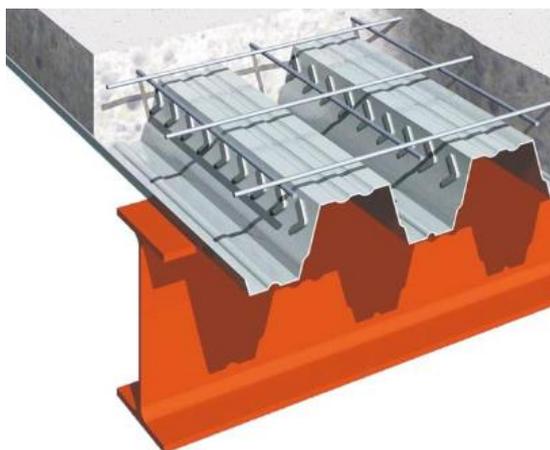


Figura 2.4 – Saliências de chapa perfilada (Futur Eng, 2024)

Os conectores podem ser categorizados como flexíveis e rígidos (Figura 2.5). Os conectores flexíveis permitem um comportamento plástico da conexão, com uma capacidade aceitável de deformação (comportamento dúctil), enquanto os conectores rígidos exigem um comportamento elástico da conexão, com uma capacidade de deformação muito limitada.

Quando os conectores são submetidos a um carregamento crescente, após atingirem sua resistência máxima, podem continuar a deformar sem sofrer uma ruptura repentina. Isso permite que os conectores vizinhos absorvam as forças de corte, uniformizando assim a resistência da conexão. Essa característica possibilita espaçar os conectores de maneira uniforme, sem comprometer a resistência máxima da conexão.

Os conectores tipo perno de cabeça são os mais utilizados devido à sua fabricação automática por soldadura, o que torna o processo de construção mais simples. Estes são rápidos de aplicar, independentemente da direção da força, e evitando também o deslocamento vertical entre a viga de aço e a laje de betão (Malite, 1990).

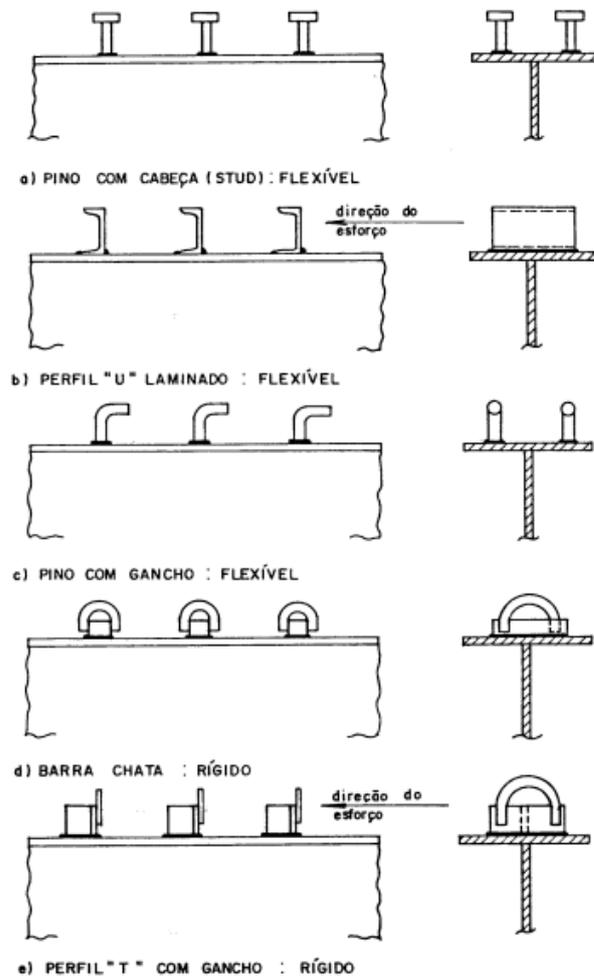


Figura 2.5 – Tipos de conectores (Calado & Santos, 2013)

2.3. DISTINÇÃO ENTRE CONEXÃO E INTERAÇÃO

Após definir o conceito de conexão, é importante distinguir entre este e o de interação, pois são conceitos distintos. A conexão está diretamente ligada à força exercida na interface entre os dois materiais e, portanto, à sua resistência. Por outro lado, a interação diz respeito ao deslizamento observado entre os dois materiais na interface e, conseqüentemente, à rigidez do meio de conexão.

A conexão é influenciada pela resistência e pela quantidade aplicada de um determinado meio de conexão, enquanto a interação depende da rigidez do meio de conexão, do seu número e da sua posição na interface do elemento. A conexão completa significa que aumentar a quantidade de conectores não aumentará a resistência do elemento, enquanto a interação total implica que os deslocamentos relativos entre os dois materiais são tão pequenos que podem ser considerados desprezáveis (embora não sejam necessariamente nulos). O escorregamento zero entre o aço estrutural e o betão só aconteceria se a ligação entre eles fosse infinitamente rígida, sendo raramente o caso (ver Figuras 2.6 e 2.7).

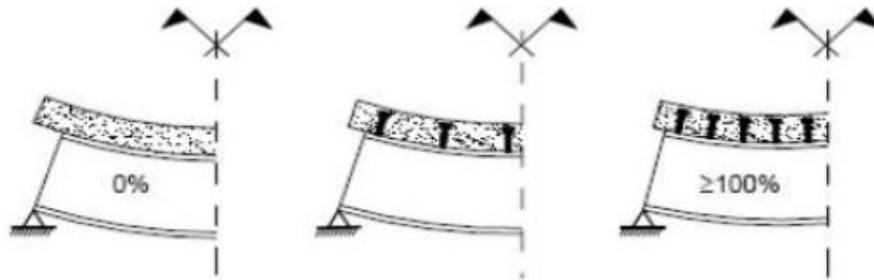


Figura 2.6 – Grau de conexão nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)

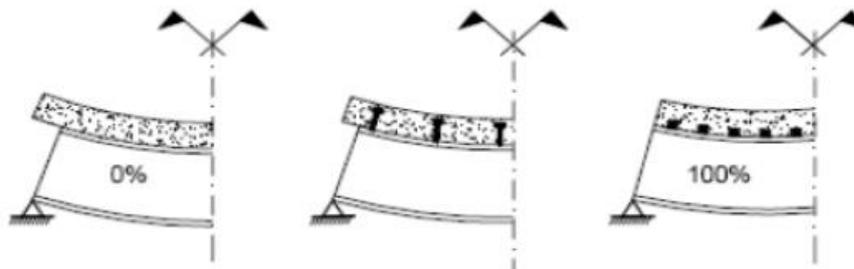


Figura 2.7 – Grau de interação nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)

A suposição de conservação das secções planas de Bernoulli é aplicável apenas à seção global do elemento quando há uma interação total, significando que não há escorregamento entre o aço estrutural e o betão. Em todos os outros casos de interação, a suposição de Bernoulli só pode ser aplicada separadamente a cada um dos dois materiais, pois ocorre uma descontinuidade na distribuição das extensões devido ao escorregamento entre o aço estrutural e o betão.

Uma conexão nula implica uma interação nula, e vice-versa (a ausência de meio de conexão implica resistência nula e escorregamento máximo), enquanto uma conexão total não implica necessariamente uma interação total. Isso ocorre porque, embora não seja possível aumentar a resistência de um elemento, ainda é possível reduzir os deslocamentos relativos entre os dois materiais aumentando a quantidade do meio de conexão. Em uma situação de conexão nula, a resistência da seção é determinada pela resistência da seção de aço, enquanto em uma situação de conexão total, a resistência é a máxima que pode ser alcançada com a seção mista (Calado & Santos, 2013).

2.4. SOLUÇÕES ATUAIS DE VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO EM EDIFÍCIOS

2.4.1. SOLUÇÕES DE VIGAS MISTAS CONVENCIONAIS

Com base nas soluções preliminares, o progresso tecnológico e científico permitiu um aprimoramento do conhecimento na área. Esses avanços contínuos possibilitaram que atualmente os projetistas tenham acesso a uma ampla gama de soluções estruturais mistas de aço e betão, reconhecidas pela sua alta fiabilidade e aplicabilidade.

Além dos avanços tecnológicos e científicos, o progresso nos campos cultural, económico e industrial foi fundamental para impulsionar os desenvolvimentos na área da construção mista aço-betão. Especialmente nas últimas décadas, esses avanços resultaram numa procura por soluções arquitetónicas e estruturais mais complexas. Nesse contexto, as vantagens oferecidas pela combinação de aço e betão

destacam-se, tornando as estruturas mistas uma opção preferível em comparação com soluções convencionais de aço ou betão armado.

Atualmente, as soluções comuns na construção mista aço-betão envolvem frequentemente o uso de vigas e lajes mistas que incorporam chapas metálicas colaborantes de espessura reduzida, geralmente entre 0,75 mm e 1,25 mm (Figura 2.8). Estas estruturas são projetadas para maximizar as interações entre os materiais, aproveitando ao máximo os efeitos combinados entre os elementos de aço e betão.

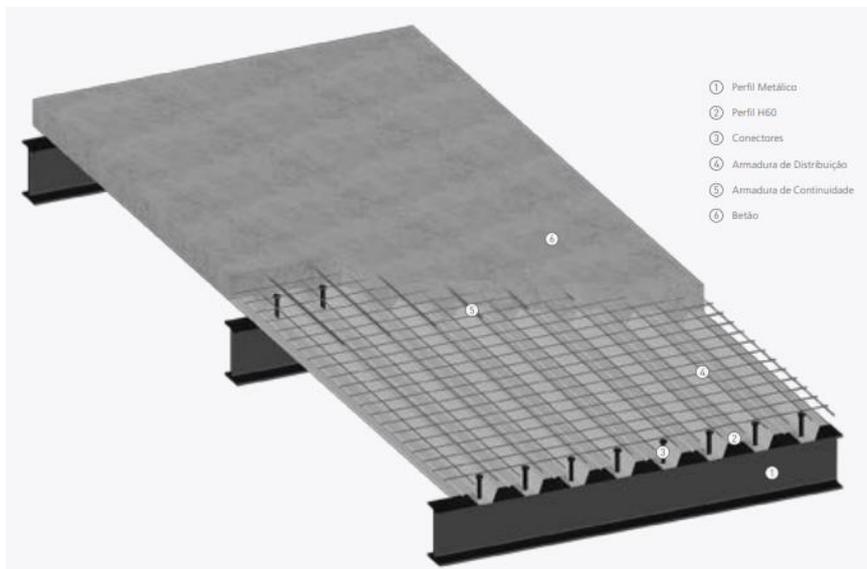


Figura 2.8 – Sistema construtivo convencional com laje mista e viga mista: OFeliz perfil H60 (OFeliz, 2014)

As chapas metálicas colaborantes são produzidas por diversas empresas, com destaque para os modelos oferecidos pela Tata Steel e pela Arcelor-Mittal a nível global, e pelo OFeliz a nível nacional. As vigas podem ser projetadas utilizando perfis metálicos comerciais em formato de I ou H, perfis metálicos soldados, treliças metálicas, vigas alveolares, e diversas outras soluções disponíveis.

A utilização de elementos mistos na construção permite o uso de perfis metálicos mais baixos, o que reduz a altura total do edifício. Como muitas vezes existem limitações de altura impostas pelos regulamentos, optar por soluções mistas, como vigas alveoladas (Figura 2.9), pode ser altamente vantajoso. Estes elementos têm aberturas na parte central do perfil metálico e têm ganho popularidade devido à sua versatilidade e aos benefícios económicos e estéticos que oferecem às obras. Embora a alma desses perfis seja maior do que a de perfis convencionais, a altura do pé-direito pode ser mantida, já que é possível passar tubagens ou outras instalações através dos buracos na alma desses elementos (Neto, 2014).

Uma alternativa menos comum, porém, igualmente interessante, são as vigas do tipo treliça mista (Figura 2.10) ou Steel-Joist. Estas treliças oferecem uma solução eficiente para vencer grandes vãos. Geralmente construídas com perfis de cantoneira, muitas vezes possuem um painel com aberturas no seu interior. Esse painel tem como principal função permitir a passagem de condutas algo que pode ser mais complicada em estruturas com diagonais, como é o caso das vigas alveoladas (Trindade, Fernandes, & Júnior, 2017).

As vigas mistas com pré-esforço externo representam outra opção explorada na indústria. O pré-esforço é uma técnica comum em estruturas que precisam de vencer grandes vãos, especialmente em projetos de grande escala, sendo amplamente utilizada em elementos de betão armado. Uma das vantagens do

pré-esforço externo é a facilidade de inspeção e manutenção, tanto durante quanto após a aplicação do pré-esforço, já que os cabos ficam dispostos fora da seção transversal da estrutura. No entanto, há algumas desvantagens associadas à exposição dos cabos, como o fogo, a influência do ambiente e possíveis vibrações que podem afetá-los (Nelsen & de Souza, 2012).



Figura 2.9 – Viga em aço Angelina (alveolar) – Arcelor-Mittal (Constructalia, 2016)

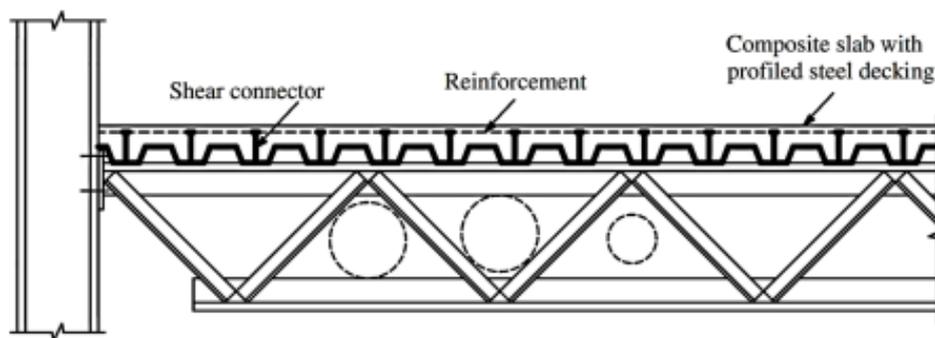
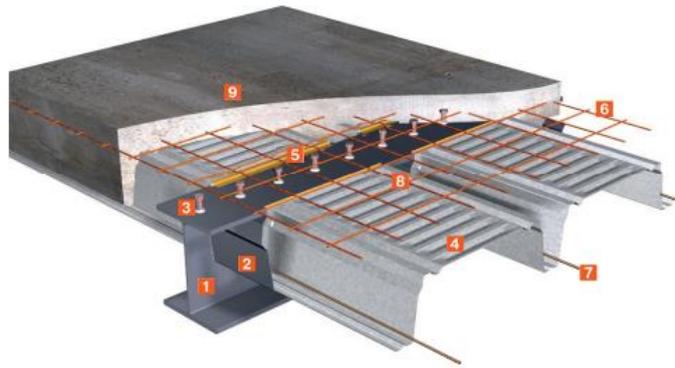


Figura 2.10 – Exemplo de vigas mistas com recurso a treliça metálica (Trindade, Fernandes, & Júnior, 2017)

A Arcelor-Mittal decidiu optar por uma solução alternativa, chamada “Wing system” que consiste em vigas com conectores de perno onde a chapa é apoiada em elementos tipo asas e alinhada com a parte de cima do banzo de perfil, de modo que a lamina de betão seja contínua (Figura 2.11).

Dado que o betão presente nas nervuras é geralmente desconsiderado no cálculo da resistência da viga mista, o seu dimensionamento pode ser facilmente adaptado às normas aplicáveis a vigas mistas convencionais. Esta abordagem possibilita o uso de chapas colaborantes mais altas (que de outra forma aumentariam significativamente a altura total do pavimento) em espaços com alturas típicas de pavimentos. Este tipo de viga tem sido amplamente utilizado em projetos de parque de estacionamento.

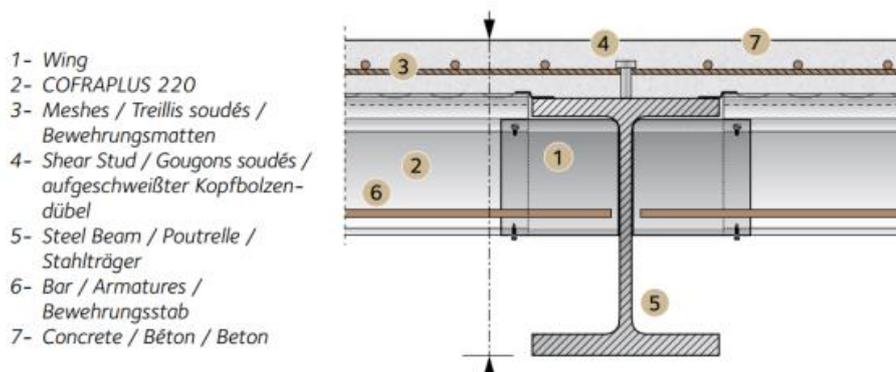
Wing system



- 1 Hot rolled steel beam
- 2 "Wing" - welded to the web of the beam as support for the Cofraplus 220 profile
- 3 Shear stud connector ensuring composite action of the beam
- 4 Cofraplus 220 profile sheet
- 5 Z-profile to close the gap between profile sheet & upper flange
- 6 General reinforcement - Anti-cracking mesh
- 7 Reinforcement in the rib
- 8 Reinforcement at the support
- 9 In-situ concrete

Figura 2.11 – Chapa Cofraplus 220 com "Wing system" da Arcelor-Mittal (Arcelor-Mittal, 2014^a)

A Arcelor-Mittal criou soluções com acessórios que além de facilitarem a betonagem da laje, possibilitam também o suporte da laje na alma da viga (ver Figura 2.12).



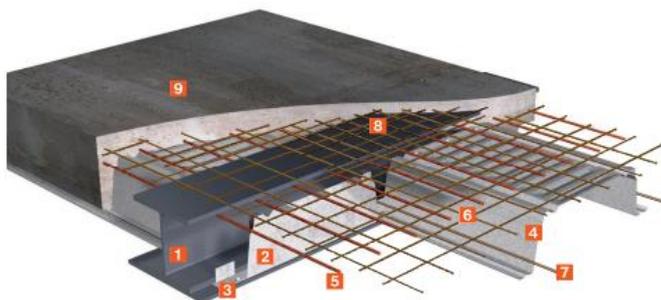
- 1- Wing
- 2- COFRAPLUS 220
- 3- Meshes / Treillis soudés / Bewehrungsmatten
- 4- Shear Stud / Goujons soudés / aufgeschweißter Kopfbolzen-dübel
- 5- Steel Beam / Poutrelle / Stahlträger
- 6- Bar / Armatures / Bewehrungsstab
- 7- Concrete / Béton / Beton

Figura 2.12 – Viga mista Cofraplus 220 da Arcelor-Mittal com acessórios tipo "wing" (Arcelor-Mittal, 2011)

2.4.2. SOLUÇÕES DE SISTEMAS TIPO SLIMFLOOR

Atualmente, as soluções de pavimentos para pisos de pequena altura seguem de perto as abordagens que se popularizaram na década de 1990. É comum o uso de chapas metálicas colaborantes de pequena espessura (0.75-1.25 mm), elementos pré-fabricados que incorporam chapas e sistemas de isolamento (como o Cofradal da ArcelorMittal), e placas de betão pré-fabricadas (Figuras 2.13 a 2.15).

Slimfloor system



- 1 Slim floor beam – based on standard section with a wide plate welded to the bottom flange
- 2 Supporting diaphragm devoted to close the end of the profile and to support its upper flange
- 3 Fixing of the supporting diaphragm
- 4 Cofraplus 220 profile sheet
- 5 Optional: concrete dowel a cross the web of the beam (CoSFB*)
- 6 General mesh reinforcement – Anti-cracking mesh
- 7 Reinforcement in the rib
- 8 Reinforcement at the support
- 9 In-situ concrete

Figura 2.13 – Chapa colaborante de pequena espessura-Chapa Cofraplus 220 da Arcelor-Mittal a viga tipo slimfloor (Arcelor-Mittal, 2014^a)

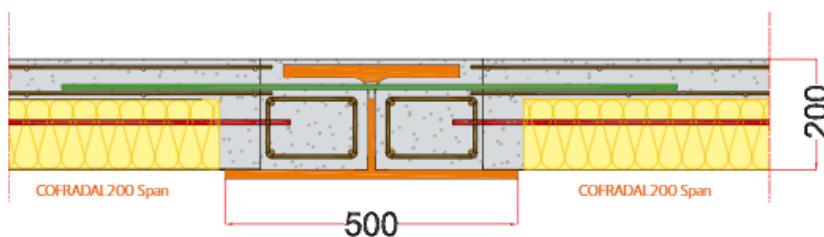


Figura 2.14 – Sistema Cofradal: Arcelor-Mittal em pisos de pequena altura (em mm) (Arcelor-Mittal, 2014)



Figura 2.15 – Recurso a painéis pré-fabricados de betão (Arcelor-Mittal, 2014b)

Nas vigas metálicas são normalmente utilizadas secções em formato de I ou H, caracterizadas por terem perfil duplamente simétrico, com uma chapa metálica soldada sob o seu banzo inferior. Também são empregues perfis monossimétricos em I ou H, nos quais o banzo inferior é mais largo que o superior para permitir o apoio da chapa. Estes perfis podem ser de natureza comercial, reconstituídos por meio de soldadura, utilizando em parte perfis comerciais, ou ainda formados integralmente por chapas metálicas, cuja espessura é ajustada de acordo com as exigências do projeto.

Ao longo do tempo, tem sido desenvolvida uma investigação crescente sobre o comportamento integrado de um sistema estrutural que envolve varões metálicos passando através da alma do perfil metálico principal. Esses varões atuam como mecanismos de transmissão do esforço de escorregamento entre os dois materiais, conhecidos como “concrete dowels”. Esta abordagem tem sido promovida pela Arcelor-Mittal e é apresentada por eles como a solução “Composite Slim-Floor Beam” (Arcelor-Mittal, 2014c). Este tipo de solução com “concrete-dowels” estende-se também a outras soluções, como o sistema Cofradal (Figura 2.14), sistemas que utilizam betão pré-fabricado, entre outros. No entanto, é essencial garantir que a geometria e a classe da lâmina de betão maciça, juntamente com a geometria e o posicionamento dos furos, estejam em conformidade com os requisitos específicos do projeto.

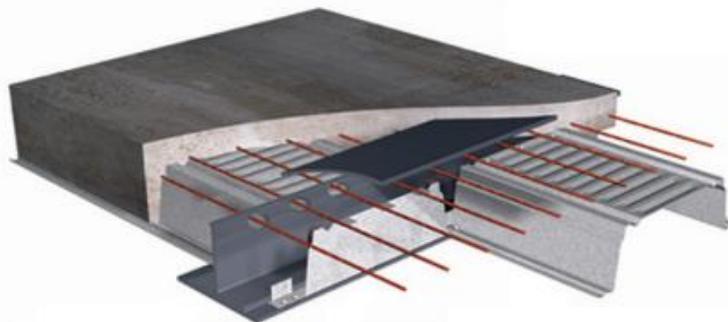


Figura 2.16 – Conexão de corte com recurso a “concrete-dowels” em vigas mistas *slimfloor* (Arcelor-Mittal, 2014c)

O conceito do sistema *Slimdek* surgiu num período próximo ao desenvolvimento do sistema *slimfloor* que foi criado pelo SCI e pela *British Steel*. Este sistema envolve o uso de lajes mistas compostas por uma chapa nervurada que atua como uma cofragem colaborante, sendo que podem ser empregues neste sistema vigas ASB e/ou RH SFB (TataSteel, 2010). Uma das vantagens deste sistema em relação às lajes pré-fabricadas é a redução do peso próprio do pavimento, além da capacidade de utilizar o espaço entre as nervuras da laje para a passagem de instalações de serviço, integrando-as dentro da altura do pavimento. As nervuras da chapa são dispostas perpendicularmente à viga, e a chapa é sustentada pelo banzo inferior da viga. Para fixá-la, são aplicados diafragmas à viga metálica. As vigas ASB são perfis laminados com uma secção transversal assimétrica e foram projetadas com propriedades geométricas e mecânicas otimizadas. Atualmente, a *British Steel*, agora conhecida como “Corus”, oferece uma gama de dez tipos de perfis ASB, com espessuras que variam de 272 a 342 mm. Ao realizar a betonagem no local, é possível formar uma laje mista.

As vantagens predominantes do sistema *Slimdek*, em comparação com o sistema misto padrão e outras variantes de *slimfloor*, incluem a capacidade de o betão aderir melhor ao perfil pois este contém estrias na sua face superior, redução de custos associados à eliminação da necessidade de escoramento e os banzos desiguais que facilitam na eficiência da construção (Figuras 2.17 e 2.18) (Corus, 2001 e Manuel Galvez, 2008).



Figura 2.17 – Sistema Slimdek (Manuel Galvez, 2008)

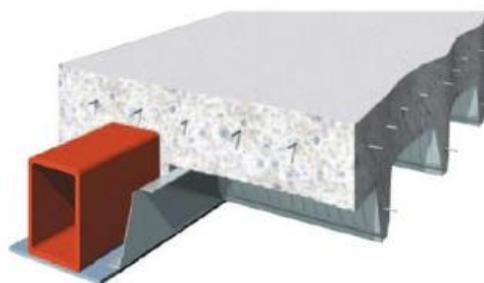


Figura 2.18 – Viga de extremidade RH SFB (Manuel Galvez, 2008)

Ao longo dos anos, têm surgido diversas configurações alternativas de vigas mistas em pisos de pequena altura. São apresentadas de seguida algumas dessas opções que têm despertado interesse na comunidade da engenharia de estruturas. É importante destacar que algumas dessas soluções já são amplamente utilizadas, como é o caso das “DeltaBeams”, vigas alveolares embutidas, tipologias reconstituídas por soldadura em forma de "T" invertido, entre outras (Figuras 2.19 e 2.20).



Figura 2.19 – “DeltaBeams” (Peikko, 2016)



Figura 2.20 – Slimfloor com vigas alveolares (Huo, 2012)

Da mesma forma que as vigas desempenham um papel crucial, as lajes usadas são igualmente fundamentais para a conceção do sistema estrutural *slimfloor*. Portanto, ao longo do tempo, houve um avanço contínuo na evolução das lajes, aprimorando diversos aspetos para explorar ao máximo as vantagens desse sistema específico. Na Figura 2.21, podem ser observadas algumas tipologias de lajes utilizadas no sistema *slimfloor*.

Seção transversal	Descrição
	<p>Painel alveolar pré-moldado de concreto protendido. Trata-se de um painel com altura constante, onde os alvéolos podem apresentar geometrias distintas.</p>
	<p>Laje mista com chapa nervurada. Nas lajes mistas, a chapa nervurada de aço, além de atuar como forma, colabora com a resistência, substituindo total ou parcialmente as armaduras de tração.</p>
	<p>Laje mista com chapa nervurada de grande altura. Semelhante à anterior, mas as chapas possuem uma altura maior, diminuindo o consumo de concreto.</p>
	<p>Laje pré-moldada treliçada. Trata-se de uma placa de concreto unida à armadura de forma treliçada. Depois do seu posicionamento sobre as vigas, é preenchida com concreto moldado no local para regularização e uniformização.</p>

Figura 2.21 – Principais tipologias de lajes utilizadas no sistema *slimfloor* (Manuel Galvez, 2008)

É relevante notar que atualmente está em andamento a atualização do Eurocódigo 4, que aborda o dimensionamento da conexão de vigas metálicas à laje de betão armado por intermédio de armadura colocada através de aberturas na alma da viga, o que constitui o princípio do *composite slimfloor*.

2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA CONSTRUÇÃO MISTA AÇO-BETÃO

As estruturas mistas de aço e betão são compostas principalmente por betão, aço e conectores. Os conectores desempenham o papel crucial de unir o betão à secção de aço e controlar qualquer escorregamento entre eles. Apesar das diferenças de comportamento entre os dois materiais, eles são compatíveis, a saber: o betão resiste sobretudo à compressão, enquanto o aço resiste maioritariamente à tração devido ao seu posicionamento na secção transversal e solicitação aplicada. Além disso, ambos os materiais possuem coeficientes de dilatação térmica semelhantes, algo que representa uma vantagem em serviço. O betão age como isolamento contra altas temperaturas em caso de incêndio, mitigando também o efeito da corrosão sob a ação de agentes ambientais externos.

As estruturas mistas oferecem uma série de vantagens significativas. Ao combinar materiais como aço e betão, é possível reduzir significativamente o peso total da estrutura, tornando-a mais leve e económica. Além disso, graças à sua maior resistência e rigidez, as estruturas mistas podem vencer vãos maiores do que as estruturas convencionais, proporcionando maior versatilidade no design arquitetónico. A montagem de estruturas mistas é geralmente mais rápida do que a construção convencional, resultando em prazos de execução mais curtos e redução dos custos associados à mão de obra e logística.

Outra vantagem é a capacidade de carga superior das estruturas mistas. Combinando o betão, que proporciona resistência à compressão, e o aço, que oferece resistência à tração, as estruturas mistas são mais robustas e capazes de suportar cargas mais pesadas. Isto permite a redução das dimensões das secções transversais dos elementos estruturais e das forças verticais transmitidas à fundação, resultando em economia de material.

A fabricação dos elementos estruturais pode ser mais facilmente controlada em ambientes de fábrica, garantindo uma maior consistência e qualidade dos materiais utilizados na construção. Além disso, a leveza das estruturas mistas permite a utilização de pilares mais esbeltos e lajes mais finas, maximizando a área útil de construção e proporcionando maior flexibilidade no layout dos espaços.

As ligações aparafusadas facilitam uma montagem e desmontagem mais fácil e rápida, permitindo alterações futuras na estrutura ou desmontagem para reutilização dos materiais. A leveza das estruturas mistas é particularmente vantajosa em edifícios altos e em áreas sujeitas a atividade sísmica, pois a redução de peso pode contribuir para a segurança e estabilidade estrutural. Por fim, as suas características permitem que sejam usadas em reabilitação de edifícios com vantagens competitivas.

As estruturas mistas, apesar de suas vantagens, também apresentam alguns inconvenientes que precisam ser considerados. Um dos principais desafios é a pouca abundância de empresas especializadas nesse tipo de construção, o que pode limitar as opções disponíveis para os projetos. Além disso, a mão de obra especializada para trabalhar com estruturas mistas geralmente é menor em comparação com a construção tradicional de betão armado, o que pode dificultar a execução das obras.

Outra questão a considerar é a pormenorização e aplicação dos conectores, que requerem cuidado e precisão para garantir a integridade e segurança da estrutura. Além disso, é necessário proteger os perfis de aço contra a corrosão e o fogo, o que envolve medidas como a aplicação de revestimentos protetores, pintura e manutenção regular. Essas tarefas adicionais podem aumentar os custos e a complexidade do projeto, exigindo uma atenção especial durante todo o processo de construção e ao longo da vida útil da estrutura.

2.6. EXEMPLOS DE ESTRUTURAS MISTAS

Ao longo do século XX, a construção mista foi amplamente empregue, inicialmente predominando em pontes mistas. No entanto, nas últimas décadas, essa técnica tem sido cada vez mais adotada em edifícios de grande porte, como centros comerciais, estacionamentos, aeroportos, armazéns e edifícios residenciais, comerciais e de escritórios. Em todo o mundo, encontra-se uma vasta gama de edifícios que utilizam a construção mista, ilustrando sua versatilidade e desempenho eficaz. Nos dias de hoje, a abordagem aço-betão na construção é amplamente aceite como uma solução estrutural competitiva, capaz de satisfazer as exigências de projetos arquitetónicos inovadores.

Posteriormente, são apresentados exemplos de edifícios de renome internacional em que foram usadas técnicas de construção mista aço-betão, evidenciando assim as capacidades e aplicações na prática destas soluções estruturais na arquitetura contemporânea (ver Figuras 2.22 a 2.24).



Figura 2.22 – Burj Khalifa (Dubai, EAU)



Figura 2.23 – Shanghai Tower (China)



Figura 2.24 – One World Trade Center (EUA)

A partir do início dos anos 90, houve um aumento significativo no uso de estruturas mistas em Portugal, especialmente em áreas urbanas densamente povoadas. Atualmente, é comum encontrar diversos exemplos dessas estruturas em centros comerciais, edifícios de escritórios e outros locais semelhantes. Além disso, estruturas mistas robustas podem também ser vistas em viadutos e pontes importantes (um nível de estrutura mista que tem outro tipo de capacidade) nas principais redes rodoviárias do país. Tanto em novas construções, quanto na reabilitação e reforço de estruturas existentes, é possível encontrar soluções que combinam elementos de betão armado e aço. Em seguida, apresentam-se alguns exemplos destas estruturas em Portugal (Figura 2.25 a 2.28).



Figura 2.25 – Torres de São Gabriel/São Rafael, Parque das Nações (Lisboa, Portugal)



Figura 2.26 – Torre Oriente (Lisboa, Portugal)



Figura 2.27 – Torre Norte do Instituto Superior Técnico (Lisboa, Portugal)



Figura 2.28 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro (Porto, Portugal)

2.7. CONSTRUÇÃO MISTA E AS SUAS CARACTERÍSTICAS ESSENCIAIS

Conforme referido anteriormente uma viga mista aço-betão é definida pela união de um componente de aço (como perfis metálicos comerciais ou seções formadas por placas soldadas) a um componente de betão (que pode ser betonado no local ou pré-fabricado). A conexão entre esses dois materiais pode ser discreta ou contínua, e sua eficácia influencia diretamente o comportamento e a resistência do elemento misto. A qualidade da conexão de corte determina se a ligação entre os materiais é total ou parcial, afetando assim a resistência do elemento estrutural (ver Figura 2.6 e 2.7).

Os três elementos principais numa viga mista aço-betão são o aço, o betão e o mecanismo que transmite os esforços de escorregamento entre esses materiais, ou seja, o sistema de conexão. Apesar das diferentes propriedades do aço e do betão, a sua aplicação conjunta é facilitada pelo fato de ambos terem coeficientes de dilatação térmica linear semelhantes, o que minimiza os efeitos térmicos.

Considerando o comportamento individualmente reconhecido de cada material e visando melhorar suas características quando submetidos a diferentes solicitações, é viável projetar seções transversais que tirem proveito das potencialidades de ambos os materiais. O betão, altamente eficiente em suportar cargas de compressão, apresenta limitações significativas em relação à tração. Por outro lado, o aço é mais eficaz em suportar cargas de tração, mas pode apresentar vulnerabilidades quando submetido à compressão, como encurvadura local das placas que compõem as seções metálicas transversais ou encurvadura ao nível do elemento. Em determinadas circunstâncias, os elementos de betão podem estar sujeitos a esforços de tração, como ocorre em vigas mistas contínuas nas regiões de momento negativo. Nessas situações, é necessário introduzir armaduras nos elementos de betão para compensar sua baixa resistência à tração. Relativamente ao aço estar sujeito a cargas de compressão, é essencial garantir sua estabilidade.

Dentro do contexto da construção mista aço-betão, é crucial destacar uma distinção que tem um impacto significativo nas soluções estruturais, algo menos evidente em estruturas puramente de aço ou betão: a diferenciação entre a fase de construção e a fase de utilização. Como o elemento estrutural misto só alcança sua capacidade total após o endurecimento ou cura do betão, os elementos metálicos devem ter uma resistência que assegure sua integridade durante a fase de betonagem. Nesse cenário, surgem duas abordagens de concepção para o tipo de construção: com ou sem escoramento.

Do ponto de vista da engenharia estrutural, a necessidade de utilizar escoramento pode surgir em duas situações distintas (Figura 2.29). Primeiramente, quando a resistência do perfil metálico à flexão,

considerando a possibilidade de encurvadura lateral, não é adequada para suportar as cargas durante a fase de montagem ou betonagem. Em segundo lugar, nos casos em que a deformação a longo prazo excede os limites regulamentares, sendo o escoramento uma solução viável para reduzir a deformação da viga mista.



Figura 2.29 – Exemplo de escoramento (C3, 2024)

Uma abordagem de construção sem escoramento oferece vantagens significativas, como a eliminação dos custos associados aos escoramentos e a liberdade de movimento no local de obra, o que pode resultar em maior eficiência na execução do projeto. Na prática, uma solução que requer escoramento apenas para algumas vigas pode representar uma solução viável.

Como alternativa ao uso de escoramentos para controlar as deformações, pode-se empregar o conceito de contra-flecha, que se mostra um método eficaz para otimizar a quantidade de aço quando as deformações são determinantes no dimensionamento (Figura 2.30). No entanto, a aplicação de contra-flecha geralmente é mais dispendiosa e pode resultar em tensões mais elevadas no elemento metálico durante a fase construtiva, aumentando o risco de deformações permanentes durante a vida útil da estrutura em comparação com soluções com escoramento.

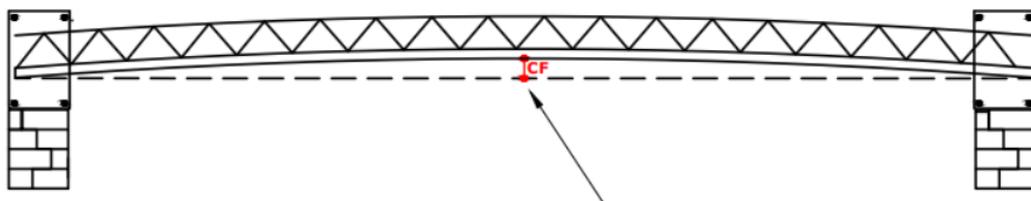


Figura 2.30 – Exemplo ilustrativo de uma contra-flecha (Calado & Santos, 2013)

A escolha entre as diversas opções estruturais, como escoramento, não escoramento, contra-flecha ou a combinação de ambos, é influenciada por considerações técnicas e económicas, além dos recursos e condições disponíveis para a produção e montagem da estrutura.

2.8. ASPETOS CRÍTICOS DO DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento de estruturas mistas existem vários pontos sensíveis em relação aos quais as normas de dimensionamento não são explícitas.

2.8.1. CONTROLO DA LARGURA DE FENDAS

Na secção 7.4.1(4) da EN 1994-1-1 é mencionado que “No caso em que as vigas de edifícios sejam calculadas como simplesmente apoiadas mesmo que a laje seja contínua e o controlo da largura de fendas não tenha interesse, a armadura longitudinal na largura efetiva da laje de betão, de acordo com 6.1.2, não deverá ser inferior a: ...“; ou seja, é permitida a dispensa do controlo da largura de fendas, desde que as vigas sejam dimensionadas como simplesmente apoiadas (CEN, 2011).

Na secção 7.3.1(5) da EN 1992-1-1, este permite-nos interpretar que para as classes de exposição X0 e XC1 é permitido dispensar a verificação da fendilhação (CEN, 2010a).

A documentação normativa do LNEC 464 possibilita concluir que para cozinhas e casas de banho tem de ser considerada uma classe XC3, ou seja, para esta classe não está dispensado o controlo de fissuração o que na prática significa que as vigas devem ser dimensionadas como contínuas (LNEC E 464, 2007).

No “Designer guide 1994-1-1” refere-se que é possível dimensionar as vigas como simplesmente apoiadas, dispensado o controlo de fendas (Johnson e Anderson, 1993).

Sendo assim, conclui-se que existem normas e diretrizes contraditórias para este ponto sensível, salientando-se que na prática são realizadas soluções simplesmente apoiadas independentemente de haver casas de banho ou cozinhas, algo que contraria o LNEC E 464.

2.8.2. PLASTIFICAÇÕES DO AÇO EM SERVIÇO

A plastificação em serviço do aço é um fenómeno que pode ocorrer em estruturas mistas de aço e betão durante a fase de utilização da estrutura. Neste contexto, a plastificação refere-se à deformação permanente que ocorre na estrutura, mesmo quando submetida a cargas inferiores aos seus limites de resistência.

Durante a fase de serviço, as estruturas estão sujeitas a cargas variáveis, variações térmicas e outros efeitos ambientais que podem causar deformações graduais nos elementos estruturais. Estas deformações podem ser observadas em elementos como vigas, lajes e pilares, onde o aço e o betão interagem para suportar as cargas aplicadas.

O excesso de tensão em si não é um estado limite de serviço. As tensões em pontes são limitadas para garantir que, sob condições normais de uso, as suposições feitas nos modelos de projeto (por exemplo, comportamento linear-elástico) permaneçam válidas e para evitar deteriorações.

Para a maioria dos edifícios não são necessárias verificações de tensões, de acordo com a cláusula 7.2.2 da EN 1994-4-4 (CEN, 2011), não sendo apresentados limites de tensão além de advertências na cláusula 7.2 da EN 1992-1-1 (CEN, 2010a). No entanto, as partes dos Eurocódigos relativas a pontes incluem limites de tensão que podem ser aplicáveis a edifícios que possuem pré-esforço ou cargas de fadiga. Além disso, segundo a cláusula 7.2.2(1) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), apesar de não haver limitações quanto à tensão, as tensões na viga de aço devem ser calculadas, pois se ocorrer plastificação sob cargas de serviço deve-se levar em conta o aumento resultante nas deformações, conforme referido na cláusula 7.3.1(7) do “Designers’ guide to EN 1994-1-1” (Johnson e Anderson, 1993).

2.8.3. POSIÇÃO DE ARMADURAS EM RELAÇÃO À FACE INFERIOR DOS CONECTORES

Relativamente à posição de armaduras em relação à face inferior dos conectores, segundo a cláusula 6.6.5.1(1) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), a armadura de costura deve situar-se a 30 mm abaixo da face inferior da cabeça do conector.

Cumprir textualmente com as disposições do Eurocódigo 4 (ver Figura 2.31), resulta em lajes bastante espessas quando comparadas com a prática corrente, em que as lajes normalmente variam entre 120 a 150 mm. No entanto, o “Designers’ guide 1994-1-1” (Johnson e Anderson, 1993) aprofundou mais este pormenor em específico, considerando que a cláusula 6.6.5.1(1) sobre resistência à separação tem o propósito de assegurar que as superfícies de falha no betão não cruzem os conectores por cima e a armadura por baixo, sem intersecção. Investigação experimental revelou que estas superfícies podem não ser planas, pois o problema é tridimensional. Uma representação longitudinal de uma possível superfície de falha ABC é ilustrada na Figura 2.32.

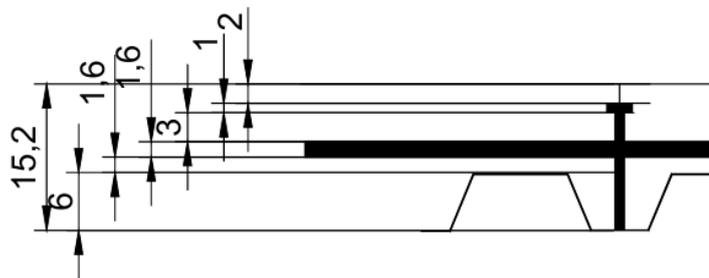


Figura 2.31 – Espessura da laje segundo a EN 1994-4-1 (CEN, 2011) (dimensões em cm)

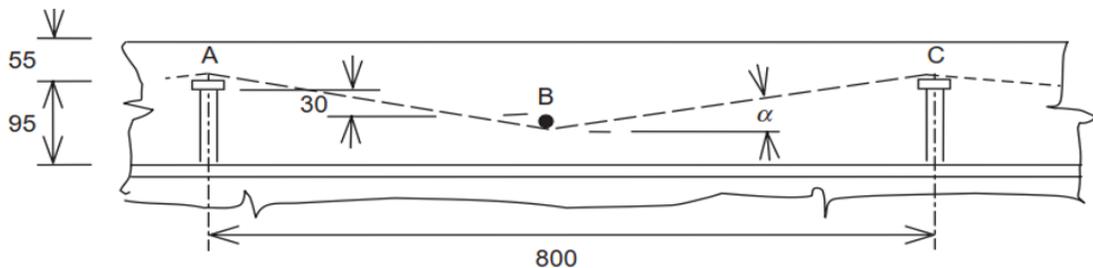


Figura 2.32 – Nível da armadura transversal inferior (dimensões em mm) (Johnson e Anderson, 1993)

Na figura 2.32, os conectores estão dispostos com o espaçamento máximo permitido pela cláusula 6.6.5.5(3) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011). A determinação deste ângulo α depende do espaçamento entre conectores, assumido como sendo de 800 mm (Johnson e Anderson, 1993). Considerando o exposto no Designers’ guide parece razoável admitir que a distância entre a armadura e a face inferior do conector poderá ser definida em função da distância entre conectores:

$$x = \frac{30}{800} \times s \quad (2.1)$$

Sendo s o afastamento longitudinal entre conectores e x a distância entre a face inferior da cabeça do conector e a face superior do eixo da armadura de costura. Por exemplo, para um afastamento entre conectores de 200 mm, a distância x é de 7,5 mm.

2.8.4. ENCURVADURA EM ZONAS DE CONTINUIDADE

A encurvadura lateral em zonas de continuidade em vigas mistas é um fenómeno crucial a ser abordado no projeto e análise estrutural desses elementos. A continuidade em vigas mistas ocorre quando uma viga se estende por múltiplos vãos ou apoios, podendo resultar em momentos negativos em áreas de continuidade.

Nas estruturas mistas, a instabilidade é principalmente observada em zonas comprimidas do perfil da secção metálica transversal. Quando uma viga está sujeita a momentos positivos, o banzo superior é comprimido, porém o pavimento de betão ligado a este impede as deformações laterais. No caso de uma viga mista contínua, com apoios intermédios, as zonas próximas a esses apoios experimentam momentos negativos, resultando em um diagrama de tensões na secção transversal que é inverso ao que ocorre no meio do vão da viga, com o betão na zona de tração e o perfil metálico sob compressão (Figura 2.33). Como resultado, os materiais estão sujeitos a esforços contrários às suas capacidades resistentes, o que requer a colocação de armadura de tração no banzo de betão. Além da fendilhação do betão nessas condições, o problema mais significativo é a instabilidade do perfil metálico comprimido. Nessas circunstâncias, o banzo comprimido não é contraventado pelo pavimento, ficando livre para se movimentar lateralmente, o que pode resultar em encurvadura lateral induzida pelo banzo inferior. Assim, torna-se crucial considerar e prevenir essa situação. No entanto, é importante destacar que, em edifícios mistos, esse fenómeno não é tão proeminente quanto em edifícios totalmente metálicos.

Para atenuar a encurvadura lateral em zonas de continuidade em vigas mistas, são adotadas várias medidas, incluindo: o aumento da altura da viga nessas áreas; o reforço com armaduras adicionais nas regiões de continuidade; a seleção de conectores adequados e a consideração das condições de apoio, como a rigidez das ligações; e a presença de apoios intermédios. Em síntese, a encurvadura lateral em zonas de continuidade em vigas mistas é um aspeto crítico a ser considerado no projeto estrutural, e medidas apropriadas devem ser implementadas para assegurar a segurança e a estabilidade da estrutura.

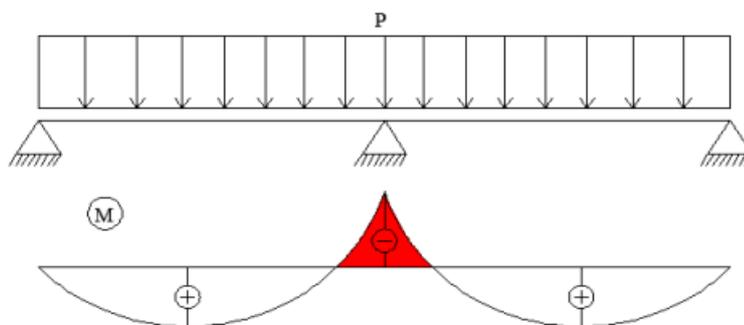


Figura 2.33 – Zona vulnerável de ocorrência de encurvadura lateral (Gonçalves, 2013)

2.8.5. RIGIDEZ DE LIGAÇÕES MISTAS EM VIGAS CONTÍNUAS

Uma ligação mista com continuidade em estruturas mistas é uma conexão entre elementos de aço e betão que permite a transmissão eficiente de momentos fletores e esforços axiais ao longo da viga. Esta ligação é projetada para fornecer uma conexão robusta e durável entre o perfil metálico e o elemento de betão, permitindo que a estrutura funcione como um sistema integrado. A continuidade na ligação ocorre quando uma viga se estende por vários vãos ou apoios, resultando em momentos negativos em certas regiões da viga. A presença de uma ligação mista com continuidade é essencial nessas situações para garantir a estabilidade e a capacidade de suporte da estrutura. Torna-se importante observar que o detalhe de ligação apresentado na Figura 2.34 não contempla a ligação de vigas mistas a pilares mistos. Portanto,

nos casos em que o pilar é misto, é crucial ter conhecimento prévio sobre o comportamento e a rigidez da ligação. Isso pode ser realizado por meio de modelos numéricos ou estudos experimentais.

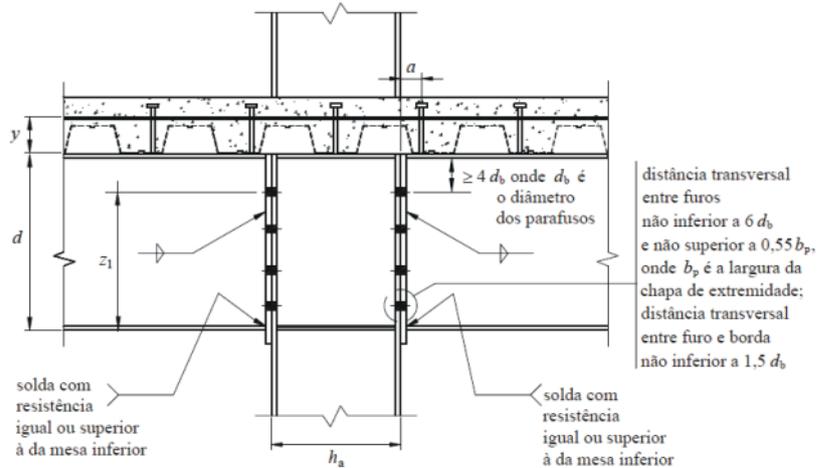


Figura 2.34 – Ligação mista com chapa de extremidade (Calado & Santos, 2013)

Para alcançar uma rigidez adequada nas ligações mistas com continuidade é essencial considerar diversos fatores durante o processo de projeto e construção. Assim sendo, a seleção dos conectores adequados desempenha um papel crucial. Os conectores devem ser projetados para garantir uma conexão robusta e eficaz entre o aço e o betão, resistindo às forças de corte, compressão e tração.

Em resumo, a rigidez das ligações mistas com continuidade é crucial para o desempenho estrutural e a estabilidade da viga. Um projeto cuidadoso, considerando todos os aspetos mencionados, é fundamental para garantir uma ligação eficiente e segura entre os elementos de aço e betão, proporcionando assim uma estrutura robusta e durável (Pulido, 2014). É de extrema importância referir que para além da fissuração e fluência, a rigidez das ligações influencia a distribuição final dos esforços na viga. Avaliar cuidadosamente a rigidez das ligações não é de fácil realização prática.

2.8.6. ZONAS FISSURADAS: ELS VS ELU

Respeitando as normas do Eurocódigo 4, e abordando o que “Designers’ guide 1994-1-1” propõe, considera-se como zonas fissuradas onde a tensão ultrapassa $2f_{ctm}$ para a combinação característica (5.4.2.3(2)) (CEN, 2011). Outros autores sugerem que as tensões na zona fissurada ultrapassam $2f_{ctm}$ para combinação Estado Limite Último (Calado & Santos, 2013). Sendo assim, mantém-se a incerteza quanto aos esforços finais da zona fissurada em ELU.

2.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas mistas aço-betão são frequentemente consideradas a melhor opção em edifícios altos, em zonas de maior sismicidade ou em edifícios reabilitados, realçando também que os seus processos construtivos são simplificados e os prazos de construção são reduzidos. Estas soluções estruturais oferecem potencialmente maior rigidez e resistência com um peso total mais leve, tornando-as mais competitivas para estruturas com vãos médios a grandes. Isto não só resulta numa execução mais rápida, mas também favorece fundações potencialmente mais económicas. Além disso, as vigas mistas apresentam vantagens numa situação de incêndio.

As vigas mistas podem ser categorizadas em dois grupos distintos em relação à sua análise e desempenho: vigas simplesmente apoiadas, que suportam apenas momentos positivos; e vigas contínuas, que também enfrentam momentos negativos nas regiões dos apoios.

As vigas simplesmente apoiadas têm como algumas vantagens, nomeadamente:

- O comportamento das vigas nos vãos adjacentes não exerce influência;
- As análises globais são mais simples, permitindo projetos mais rápidos;
- Os momentos fletores e as forças cortantes verticais são determinados estaticamente e não são afetados pela fissuração, deformação lenta ou retração do betão.

Os inconvenientes das vigas simplesmente apoiadas incluem flechas excessivas no meio dos vãos, a altura das vigas mistas simplesmente apoiadas pode ser maior do que nas vigas mistas contínuas, e ausência de controlo de fissuração em zonas de apoios internos.

Por seu lado, as vigas contínuas têm como algumas vantagens:

- Proporcionam uma relação maior entre o vão e a altura da viga para um mesmo deslocamento, resultando em menores flechas;
- Podem resultar numa considerável redução no peso da estrutura e, conseqüentemente, nos custos.

Alguns inconvenientes das vigas contínuas advêm do facto de requerem cálculos mais elaborados do que as vigas simplesmente apoiadas e a rigidez e a resistência à flexão variarem ao longo do vão devido à fissuração do betão na região de momento negativo e à interferência das vigas adjacentes.

No Capítulo 3, apresentam-se os aspetos regulamentares necessários ao dimensionamento destes elementos estruturais, fornecendo informação indispensável ao desenvolvimento do trabalho.

3

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS

3.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

A configuração das vigas mistas é influenciada pelas dimensões da laje e pela capacidade do perfil de aço em suportar as cargas durante a construção, especialmente o peso do betão fresco. Sendo assim, existem dois métodos construtivos distintos: com escoramento e sem escoramento. Geralmente, na construção não escorada, o peso próprio do betão é suportado pelo perfil de aço, enquanto as cargas variáveis (como sobrecargas) e as restantes cargas permanentes são absorvidas pela estrutura mista. No caso do escoramento, parte ou toda a carga do peso próprio do betão e do perfil é suportada pela estrutura mista após a remoção do escoramento, enquanto as cargas variáveis e as restantes cargas permanentes continuam a ser suportadas pela estrutura mista. Portanto, as tensões nos materiais e as deformações da estrutura estão diretamente relacionadas ao método construtivo utilizado, sendo essencial considerá-las ao verificar a segurança em relação aos estados limites de utilização e últimos, especialmente se for utilizada uma análise elástica da secção.

Neste enquadramento, compare-se os dois métodos construtivos em termos de tensões e deformações, considerando uma viga mista simplesmente apoiada sujeita a cargas permanentes (G - peso próprio dos elementos estruturais) e cargas variáveis (Q - sobrecargas). Primeiramente, considera-se o caso da viga mista não escorada, conforme ilustrado na Figura 3.1.

Durante a construção, as cargas permanentes são suportadas pelo perfil de aço. O betão e os conectores não possuem tensões durante esta fase. As tensões no perfil de aço são devido às cargas permanentes. A deformação da estrutura nesta fase é causada pela deformação do perfil de aço. Após o endurecimento do betão, as sobrecargas podem ser aplicadas. Essas cargas são suportadas pela estrutura mista, desenvolvendo-se o estado de tensão na secção completa e aumentando por consequência a tensão no perfil de aço. O aumento na deformação da estrutura devido à aplicação da sobrecarga é atribuído à deformação da viga mista.

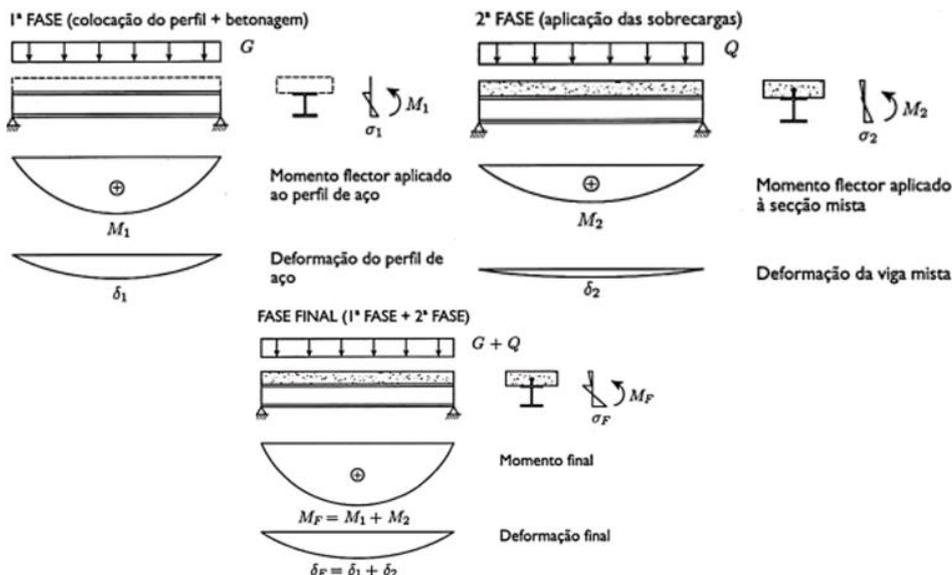


Figura 3.1 - Construção não escorada (Calado & Santos, 2013)

Analise-se agora o cenário da viga mista escorada, conforme apresentado na Figura 3.2, onde foram instalados escoramentos a cada terço do vão. Durante a fase construtiva inicial, o perfil de aço é apoiado nos escoramentos. As cargas permanentes são suportadas pelo perfil de aço, mas devido à presença dos escoramentos, as tensões no perfil de aço e sua deformação serão mínimas. Após o betão endurecer, os escoramentos que estavam a suportar as cargas permanentes são removidos. As forças anteriormente suportadas pelos escoramentos são agora absorvidas pela estrutura mista. O betão e os conectores começam a sofrer tensões, provocando esforços e resultando num aumento na tensão no perfil de aço. O aumento da deformação da estrutura devido à remoção dos escoramentos é atribuído à deformação da viga mista. A aplicação de sobrecargas é resistida pela estrutura mista, de forma semelhante ao caso da viga não escorada.

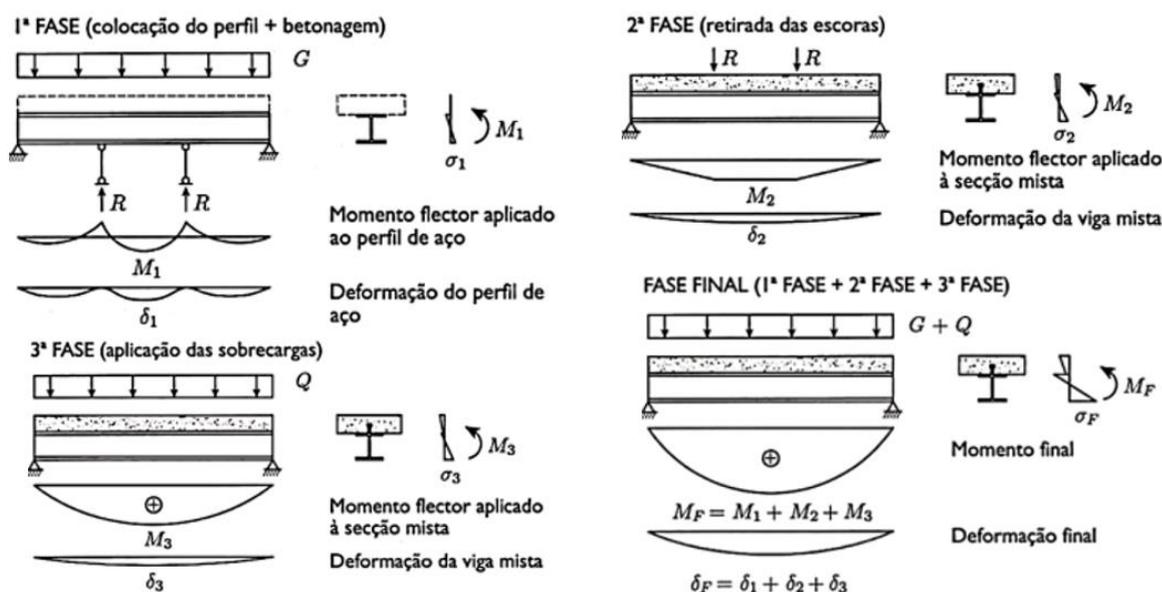


Figura 3.2 - Construção escorada (Calado & Santos, 2013)

Ao analisar esses dois casos, observa-se que a diferença nas tensões e deformações está relacionada com o processo construtivo (escorado ou não escorado), pois as cargas variáveis (como sobrecargas) são sempre absorvidas pela estrutura mista. Quanto à conexão, note-se que na construção não escorada, a força de corte longitudinal é influenciada pelas sobrecargas, exigindo menos conectores em comparação com a construção escorada, onde a força de corte longitudinal é influenciada pelas cargas permanentes e sobrecargas. Para calcular as tensões e deformações da estrutura mista, é necessário usar o conceito de secção homogeneizada. Por outro lado, no caso de uma viga mista não escorada, o perfil de aço usado será maior em comparação com a solução escorada, pois precisa de suportar sozinho as cargas permanentes. Apesar dessa desvantagem, a construção não escorada é frequentemente preferida pelas seguintes razões: não há custos associados ao escoramento; a velocidade de construção é maior, pois não é necessário esperar pelo endurecimento do betão; e não há restrições físicas à circulação sob a estrutura em construção.

A Figura 3.3 ilustra a influência do processo construtivo na relação momento-curvatura de uma viga. O processo e a sequência construtiva não afetam o valor do momento resistente, desde que a secção transversal pertença às classes 1 ou 2 (ver subsecção 3.2.1), não sendo necessário considerar a encurvadura lateral (flexão-torção) da viga, utilizando-se uma análise plástica da secção. Nesses casos, o processo e a sequência construtiva não precisa de ser considerado na verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos. Para secções de classe 3 ou 4 (ver subsecção 3.2.1), onde a análise elástica é utilizada para verificar a segurança em relação aos Estados Limites Últimos, é necessário considerar o processo e a sequência construtiva. Na verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Serviço, a influência do processo e da sequência construtiva deve ser sempre considerada, independentemente da classe da secção transversal.

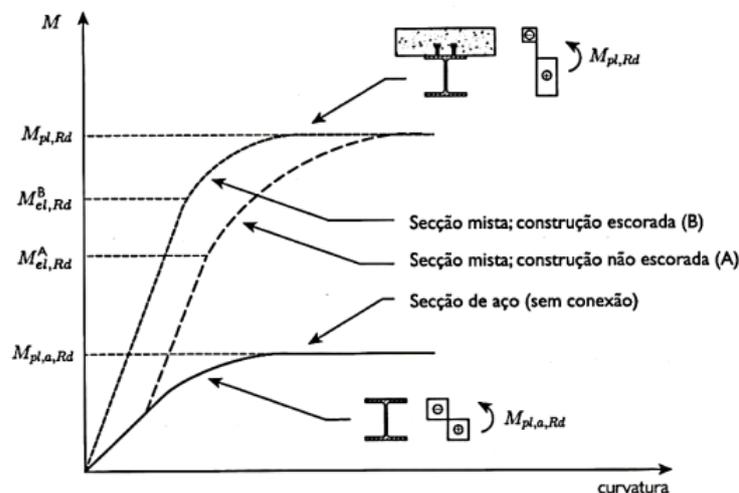


Figura 3.3 - Influência no processo construtivo (Calado & Santos, 2013)

3.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento das vigas mistas sujeitas à flexão é influenciado pela ligação entre o aço e o betão, nomeadamente no que se refere ao grau de conexão (total/parcial). Considerando o processo de construção das vigas mistas, que afeta os esforços e as deformações dos elementos estruturais, existem dois tipos de análise a serem considerados:

- Análise elástica;
- Análise plástica.

Na análise plástica, para determinar o valor de cálculo da resistência à flexão, a EN 1994-1-1 estabelece que a secção mista seja de classe 1 ou 2 (CEN, 2011). Essa análise considera que os materiais podem sofrer deformações permanentes após atingirem o ponto onde o material se começa a deformar plasticamente. Essa análise permite explorar a capacidade de carga adicional dos materiais além dos seus limites elásticos. Na análise elástica assume-se que tanto o aço como o betão se comportam de forma linear e elástica até aos seus respectivos limites de escoamento. O comportamento é regido pela lei de Hooke, onde a relação entre tensão e deformação é proporcional.

Tanto na análise elástica quanto na análise plástica, é necessário levar em consideração que a resistência à tração do betão é desconsiderada e que as secções transversais da parte do aço estrutural e do betão armado permanecem planas. Em termos de resistência, é necessário verificar e calcular as vigas mistas levando em consideração diversos aspetos, como a resistência das secções transversais críticas, a capacidade de resistir à encurvadura lateral e ao corte longitudinal, bem como a resistência à encurvadura por esforço transversal e às forças transversais nas almas.

Considerando que as vigas de edifícios normalmente utilizam secções de classe 1 ou 2, a avaliação da resistência à flexão das secções transversais é frequentemente realizada por meio de análises plásticas. É neste contexto que esta dissertação se concentra para o dimensionamento dos elementos mistos.

3.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

A norma EN 1993-1-1 (CEN, 2010b), na cláusula 5.5.2, estabelece classificações para as secções transversais metálicas das vigas mistas, com o intuito de determinar até que ponto sua resistência e capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local (Figura 3.4). A classificação de uma secção é determinada com base na classe menos favorável dos elementos comprimidos de aço, dependendo a localização destes do sinal do momento fletor atuante nessa secção.

- Secções Transversais Classe 1: estas secções têm a capacidade de formar uma rótula plástica, permitindo uma rotação necessária para uma análise plástica sem redução da sua resistência;
- Secções Transversais Classe 2: as secções podem alcançar o momento plástico resistente, mas a sua capacidade de rotação é limitada pela ocorrência de encurvadura local;
- Secções Transversais Classe 3: a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base em uma distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência. No entanto, a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja alcançado;
- Secções Transversais Classe 4: nestas secções, a encurvadura local ocorre antes que a tensão de cedência seja atingida em uma ou mais partes da secção transversal.

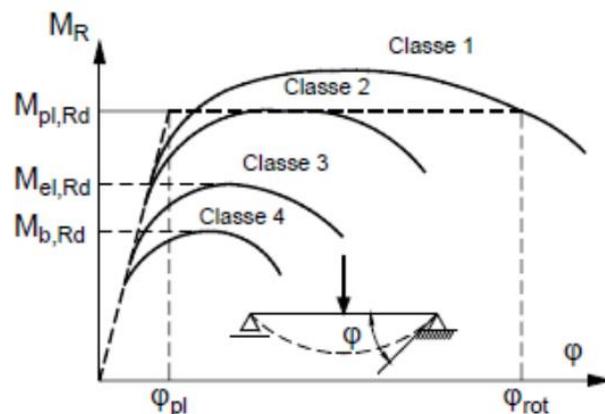


Figura 3.4 – Classificação das secções transversais

Dependendo da classificação da secção transversal, é requerido o uso da distribuição plástica de tensões para as Classes 1 e 2, enquanto para as Classes 3 e 4 é aplicada a distribuição elástica de tensões (na Classe 4 só pode atingir a tensão de cedência com redução da área efetiva dos elementos comprimidos). O método de análise elástica linear pode ser aplicado a secções de qualquer classe, admitindo uma relação entre tensão e deformação dos materiais linear, simplificando o comportamento do material. Por outro lado, a análise elástica não linear também é uma opção para secções de qualquer classe, sendo considerado o comportamento dos materiais com uma relação não linear entre tensão e deformação. Já o método de análise rígido-plástico é utilizado apenas em secções das Classes 1 e 2, onde a deformação elástica dos materiais é negligenciada, considerando-se que a relação entre tensão e deformação é totalmente plástica. As classes de secções mais comuns em vigas mistas de edifícios são as Classes 1 e 2, dado que permitem aos projetistas realizar uma análise plástica para determinar a resistência das secções transversais.

3.2.2. LARGURA EFETIVA

A largura efetiva é influenciada pela distribuição de tensões nas lajes de betão armado. Levando em conta a flexibilidade dos banzos de aço ou do betão quando submetidos a forças de corte no seu plano (*shear lag*), é importante considerar, por meio de uma análise detalhada, a largura efetiva do banzo. Em geral, se a distância entre as vigas transversais for significativa, a distribuição de tensões ao longo do banzo de betão não será uniforme devido ao efeito de *shear lag*. Em termos de análise de tensões, no dimensionamento das vigas mistas, é comum utilizar uma largura efetiva simplificada, conforme ilustrado na Figura 3.5.

$$b_{eff} = \frac{\sigma_{méd}}{\sigma_{máx}} \times b \quad (3.1)$$

Em que,

- $\sigma_{méd}$ representa a tensão média que atua ao longo da largura total do betão;
- $\sigma_{máx}$ indica a tensão máxima na largura total do betão, resultando na distribuição real de tensões;
- b denota a largura do betão para cada lado do eixo do perfil de aço.

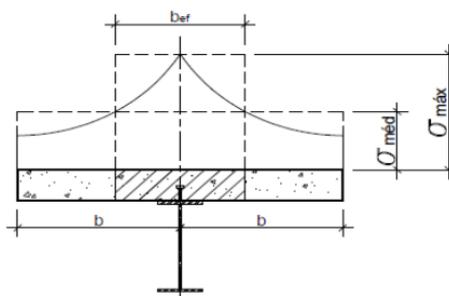


Figura 3.5 – Definição da largura efetiva do banzo para cálculo de tensões (Fabrizzi, 2007)

Em termos práticos, a norma EN 1994-1-1 (CEN, 2011) prevê a determinação da largura efetiva do banzo de betão em vigas mistas na seção 5.4.1.2. O processo de determinação considera as distâncias entre secções onde o momento fletor é nulo na viga. Para cada uma dessas secções, uma largura efetiva diferente é especificada para o banzo de betão. De acordo com o regulamento, a largura efetiva é calculada com base nas seguintes equações:

- Para meio vão ou num apoio intermédio:

$$b_{eff,i} = b_0 + \Sigma b_{ei} \tag{3.2}$$

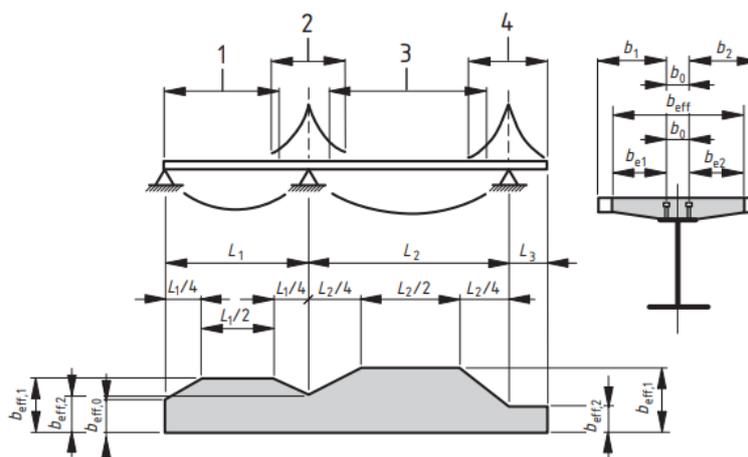
- Num apoio extremo:

$$b_{eff,i} = b_0 + \Sigma \beta i b_{ei} \tag{3.3}$$

Em que:

$$\beta i = (0,55 + 0,025 \times \frac{L_e}{b_{ei}}) \leq 1 \tag{3.4}$$

- b_0 - distância entre os centros dos conectores extremos, geralmente desconsiderada em análises de estruturas de edifícios;
- $b_{eff,i}$ - largura efetiva dos banzos de betão, considerando o efeito do *shear lag* num determinado tramo “i” da viga mista;
- b_{ei} - largura efetiva do banzo de betão no lado “i” da alma, levando em consideração a distância aproximada entre as secções onde o momento fletor é nulo ao longo da viga. Deverá ser considerado igual a $Le/8$ mas sem ser superior à largura bi disponível. O valor de Le é definido pela Figura 3.6;
- L_e - distância aproximada entre secções de momento nulo.



Legenda:

- 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 3.6 – Valores de L_e para o cálculo da largura efetiva dos banzos de betão (CEN, 2011)

3.2.3. Instabilidade por encurvadura lateral

Considerando o banzo superior da viga de aço, pode-se classificá-lo como lateralmente estável devido à sua conexão firme com a laje de betão através de conectores. No entanto, quando se trata do banzo inferior sob compressão, é essencial analisar a sua estabilidade.

Em regiões onde ocorrem momentos negativos, pode surgir instabilidade relacionada à distorção da secção, já que a laje de betão pode não ser capaz de impedir os deslocamentos laterais em toda a secção de aço (Figura 3.7). O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral de uma viga mista

contínua não travada lateralmente, com secções de Classes 1, 2 ou 3 e uma secção de aço uniforme, pode ser obtido por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (3.5)$$

Em que:

- χ_{LT} – coeficiente de redução para a encurvadura lateral em função da esbelteza normalizada λ_{LT} ;
- M_{Rd} – momento resistente de cálculo em flexão negativa no poio interno considerado.

Os valores do coeficiente de redução χ_{LT} podem ser obtidos na EN 1993-1-1 (CEN, 2010b), nas cláusulas 6.3.2.2 ou 6.3.2.3. A esbelteza normalizada λ_{LT} pode ser calculada da seguinte forma:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (3.6)$$

Em que:

- M_{Rk} – momento resistente da secção mista calculado a partir dos valores característicos das propriedades dos materiais;
- M_{cr} – momento crítico elástico de encurvadura lateral no apoio interno do tramo considerado com o maior momento fletor negativo.

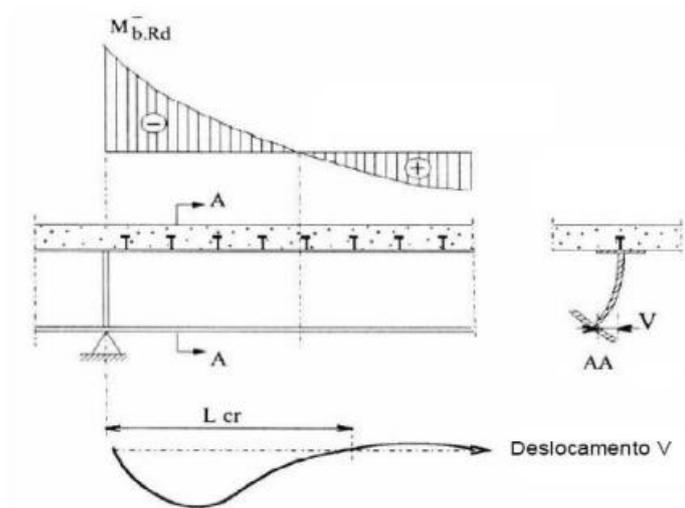


Figura 3.7 – Encurvadura lateral numa viga mista contínua (Guimarães, 2009)

3.2.4. RESISTÊNCIA PLÁSTICA À FLEXÃO

O momento resistente plástico, $M_{pl,Rd}$, é determinado levando em conta a interação completa entre o perfil de aço e as armaduras de betão. Aqui, o perfil de aço suporta uma tensão igual à tensão de cedência característica do aço do perfil, representada por f_{yd} , enquanto as armaduras longitudinais do betão resistem a uma tensão igual à tensão de cedência do respetivo aço, representada por f_{sd} . O valor do momento resistente plástico depende da posição da linha neutra na secção transversal da viga mista. Normalmente, a resistência à tração do betão não é considerada neste cálculo.

Para simplificar o processo de determinação da posição da linha neutra, são consideradas as forças máximas presentes em diferentes regiões da seção, conforme demonstrado na Figura 3.8 para o caso de momento positivo atuante (Calado & Santos, 2013).

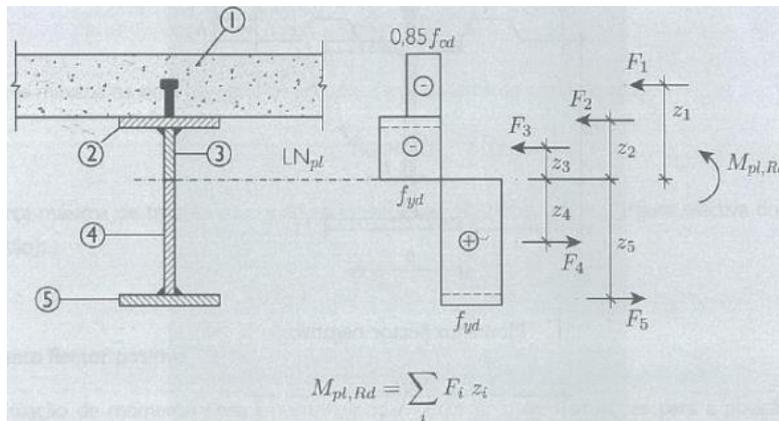


Figura 3.8 - Forças em cada bloco para o cálculo do momento fletor resistente plástico (Calado & Santos, 2013)

- Força máxima de compressão no banzo de betão, zona maciça sobre a nervuras:

$$R_c = h_c \times b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd} \quad (3.7)$$

- Força máxima de tração no perfil de aço:

$$R_a = A_{IPE} \times f_{yd} \quad (3.8)$$

- Força máxima no banzo do perfil de aço:

$$R_f = b \times t_f \times f_{yd} \quad (3.9)$$

- Força máxima na alma do perfil metálico:

$$R_w = R_a - 2 \times R_f \quad (3.10)$$

- Força máxima de tração na armadura longitudinal (localizada na largura efetiva do banzo de betão):

$$R_s = A_s \times f_{sd} \quad (3.11)$$

Dependendo das forças mencionadas acima, a posição da linha neutra plástica, LN_{pl} , localiza-se:

- LN_{pl} na zona maciça do banzo de betão - $R_c \geq R_a$;
- LN_{pl} na zona nervurada do banzo de betão - $R_c = R_a$;
- LN_{pl} no banzo superior do perfil de aço - $R_c < R_a$ e $R_c \geq R_w$;
- LN_{pl} na alma do perfil de aço - $R_c < R_a$ e $R_c < R_w$.

Neste contexto, optou-se por mostrar a distribuição plástica de tensões apenas para o caso 1 ($R_c \geq R_a$), pois é o caso mais comum, encontrando-se a linha neutra plástica na região maciça do betão. A posição da linha neutra, representada por Z_{pl} , o braço Z e o momento resistente plástico são ilustrados na Figura 3.9, e são determinados pelas equações (3.12) e (3.13).

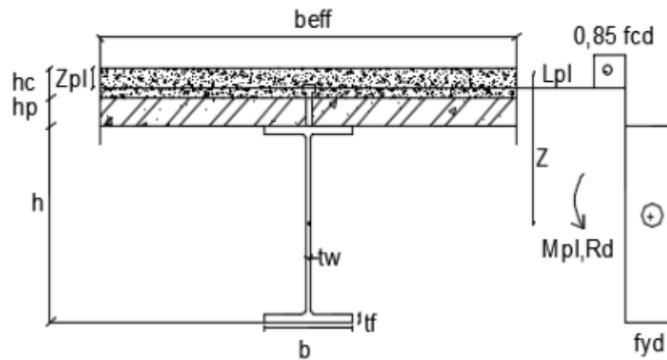


Figura 3.9 - Distribuição plástica das tensões quando eixo da linha neutra se localiza na zona maciça do betão

$$\Sigma F_H = 0 \Leftrightarrow Z_{pl} \times b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd} = R_a \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{R_a}{b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd}} \times h_c \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{R_a}{R_c} \times h_c \quad (3.12)$$

$$Z = \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{pl}}{2} \quad (3.13)$$

O momento fletor resistente, $M_{pl,Rd}$, é obtido através da seguinte equação:

$$M_{pl,Rd} = R_a \times Z \Leftrightarrow R_a \times \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{pl}}{2} \right) \quad (3.14)$$

3.2.5. RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

A verificação da capacidade resistente ao esforço transversal segue os conceitos estabelecidos na EN 1993-1-1 (CEN, 2010b), desde que não haja ocorrência de torção. Geralmente, a resistência da viga mista é atribuída ao perfil metálico, pois é difícil determinar a contribuição do banzo de betão para resistir ao esforço transversal. A avaliação da capacidade de resistência ao esforço transversal por parte do banzo de betão depende de diversos parâmetros, como o tipo e espaçamento dos conectores, a presença de armadura transversal na laje e o grau de fendilhação do betão (Calado & Santos, 2013). O esforço transversal resistente plástico, $V_{pl,Rd}$ é definido como o valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,a,Rd}$. Essa determinação segue a seguinte abordagem:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.15)$$

A área resistente ao esforço transversal (maioritariamente a área da alma), denotada por A_v , e o coeficiente parcial de segurança, representado por γ_{M0} (geralmente recomendado como 1,00), são elementos essenciais para determinar a resistência plástica ao esforço transversal. A obtenção do valor de A_v é realizada através do seguinte procedimento:

- Para secções laminadas em I ou H, e carga paralela à alma:

$$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f \leq \eta \times h_w \times t_w \quad (3.16)$$

- Para secções laminadas em U, e carga paralela à alma:

$$A = 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f \quad (3.17)$$

- Para secções laminadas em I, H e caixão, e carga paralela à alma:

$$\eta \Sigma (h_w \times t_w) \quad (3.18)$$

Em que:

- A - área da secção;
- b - largura total;
- h - altura total;
- h_w - altura da alma;
- r - raio de concordância;
- t_f - espessura do banzo;
- t_w - espessura da alma.

O valor do parâmetro η , de acordo com a EN 1993-1-5 (CEN, 2019) (sugerido na EN 1993-1-1 (CEN, 2010b) como $\eta=1$), varia de acordo com o tipo de aço utilizado:

- Para aço até à classe S 460, o valor de η é igual a 1,2;
- Para aço com classe superior a S 460, o valor de η é igual a 1,0.

Além da análise do esforço transversal, também é necessário verificar a capacidade da alma da viga em resistir à encurvadura devido ao esforço transversal de acordo com as condições abaixo.

- Para alma sem reforços intermédios:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}, \quad \text{com } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.19)$$

- Para alma com reforços intermédios:

$$\frac{h_w}{t_w} > 31 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_T}, \quad \text{com } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.20)$$

Onde, o k_T é o coeficiente de encurvadura por esforço transversal e pode ser determinado de acordo com o Anexo A3 da EN 1993-1-5 (CEN, 2019):

$$k_T = 5,34 + 4 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2, \quad \text{quando } \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \quad (3.21)$$

$$k_T = 4 + 5,34 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2, \quad \text{quando } \frac{a}{h_w} < 1,0 \quad (3.22)$$

3.2.6. FLEXÃO COM ESFORÇO TRANSVERSO

Nos apoios internos de uma viga mista contínua, onde as secções estão sujeitas a um momento fletor, acompanhado de um esforço transversal, definiu-se empiricamente que não há uma redução substancial no momento resistente, devido ao esforço transversal, contanto que este último seja inferior a metade do esforço transversal resistente (Calado & Santos, 2013).

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{Rd} \quad (3.23)$$

3.2.7. CONEXÃO DE CORTE

A conexão de corte desempenha um papel crucial ao resistir às forças na junção entre o betão e o aço estrutural (o perfil de aço). Existem várias formas de conexão de corte, como conexões por atrito, aderência, conectores de corte e interligação em chapa perfilada. No contexto deste trabalho, optou-se pela conexão por perno de cabeça, devido à sua rapidez de aplicação, sua resistência e rigidez, além de ser uma escolha comum. Para determinar o valor de cálculo da força resistente, a EN 1994-1-1 (CEN, 2011) especifica que os conectores de perno de cabeça devem ser dúcteis, estabelecendo também os critérios para determinar a resistência dos pernos de cabeça (*stud*) soldados, levando em conta a menor das resistências entre dois modos de rotura possíveis: a rotura no betão ou a rotura no próprio perno.

- Rotura pelo perno:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (3.24)$$

- Rotura pelo betão:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (3.25)$$

Sendo,

- P_{Rd} – valor de cálculo da resistência ao corte de um conector;
- f_u – resistência última especificada à tração do material do conetor, não superior a 500MPa;
- γ_V – coeficiente parcial de segurança para a conexão de corte, igual a 1.25;
- h_{sc} – altura nominal total do conector;
- α – de acordo com a seguinte expressão,

$$\alpha = 0,2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), \text{ para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4; \alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (3.26)$$

Esses valores devem ser ajustados para o caso de lajes maciças. No entanto, para vigas com banzos de betão formados por lajes mistas, algumas correções devem ser feitas.

$$P_{i,Rd} = k_t \times P_{Rd} \quad (3.27)$$

Chapas com nervuras perpendiculares à viga metálica

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (3.28)$$

Chapas com nervuras paralelas à viga metálica

$$k_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (3.29)$$

Sendo,

- h_{sc} – altura nominal total do conector, mas não superior a $h_p + 75$ mm, sendo h_p a altura da chapa metálica colaborante.
- b_0 – valor médio da largura da nervura da chapa colaborante.
- n_r – número de conectores numa nervura na interseção com a viga, não superior a 2, no cálculo do fator de redução k_t e da resistência ao corte longitudinal da ligação.

Na prática, se uma viga simplesmente apoiada precisa que a sua conexão de corte resista a uma força $F_{s,c}$, o número de conectores a ser aplicado deve atender ao seguinte critério:

$$\frac{F_{s,c}}{P_{Rd}\left(\frac{n_{sc} \times L_{cr}}{s}\right)} \geq 1 \quad (3.30)$$

Sendo:

- $F_{s,c}$ – força mobilizada pelo banzo de betão em compressão;
- L_{cr} – comprimento da secção crítica da viga, metade do vão da viga para o caso;
- s – espaçamento longitudinal dos conectores;
- n_{sc} – número de conectores por secção transversal.

Para vigas contínuas, as secções críticas são determinadas da mesma forma que em vigas simplesmente apoiadas. No entanto, nas regiões onde ocorrem momentos flectores positivos e negativos, a conexão deve ser capaz de transmitir tanto a força exercida pelo betão em compressão, $F_{s,c}$, quanto a força exercida pelas armaduras nas áreas onde o betão está tracionado, F_s .

Para o cálculo do grau de conexão nos diferentes tramos da viga é necessário obter a rasante em cada um deles. Para o cálculo da rasante, deve-se ter em conta onde estão localizadas as secções críticas ao longo da viga (apoios, máximos e mínimos) (Calado & Santos, 2013).

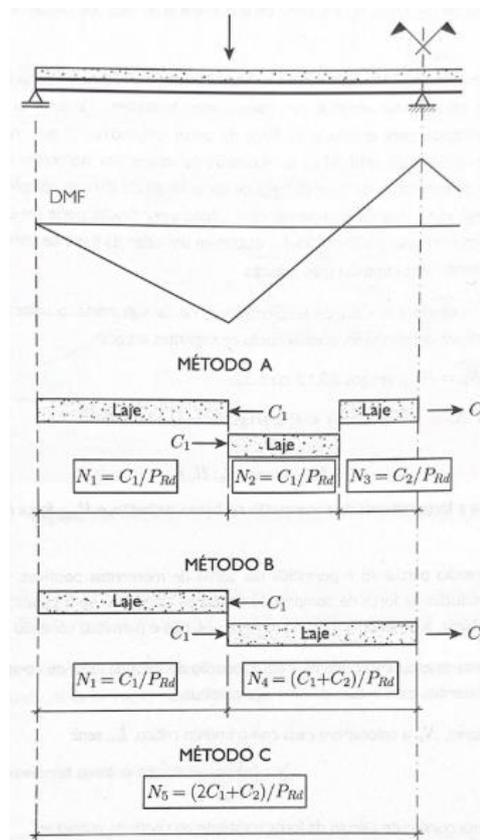


Figura 3.10 - Métodos para a distribuição de conectores dúcteis (Calado & Santos, 2013)

Na Figura 3.10, o método proposto pela EN 1994-1-1 (CEN, 2011) é o sugerido pela letra B. O método A é igual ao da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), considerando também para secção crítica a secção de momento nulo. O método C é uma simplificação da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), considerando para secções críticas só as secções dos apoios.

3.2.8. ARMADURA DE COSTURA

Em vigas mistas, é crucial que o banzo de betão possa suportar as forças transferidas pela conexão de corte. Essa verificação depende principalmente de duas condições: i) verificar se o betão não é esmagado; e ii) verificar a tração das armaduras transversais da viga presentes na laje.

O esforço de corte longitudinal deve ser avaliado considerando como a resistência à flexão da viga foi alcançada, seja por meio de um processo elástico ou plástico, em conexão parcial ou total, e se os conectores são dúcteis ou não dúcteis. A partir da carga aplicada na interface entre os materiais e do momento resistente calculado da viga, é viável realizar a verificação do corte longitudinal.

Embora a EN 1994-1-1 (CEN, 2011) não forneça informação específicas sobre como realizar a verificação do corte longitudinal, sugerindo a consulta à EN 1992-1-1 (CEN, 2010a), o método geralmente envolve a utilização de um modelo de escoras e tirantes no banzo de betão, conforme ilustrado no exemplo da Figura 3.11 para um banzo de betão comprimido (Calado e Santos, 2013).

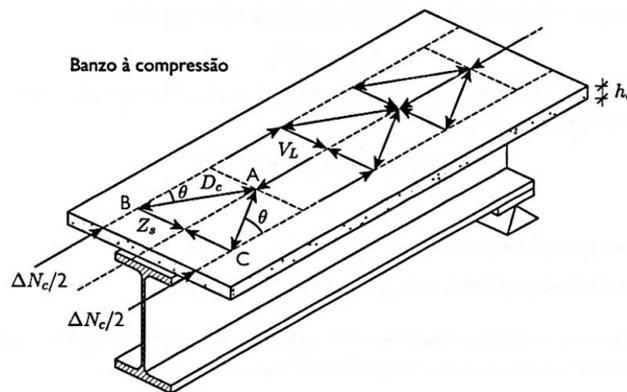


Figura 3.11 - Modelo de escoras e tirantes para verificação do corte longitudinal em viga (Calado & Santos, 2013)

A quantidade de armadura transversal por unidade de comprimento, representada por $(A_{sf}f_{yd}/s_f)$ pode ser calculada utilizando a seguinte equação:

$$(A_{sf}f_{yd}/s_f) \geq v_{ed} \times h_f / \cot\theta_f \quad (3.31)$$

em que, v_{ed} representa a tensão de corte longitudinal na superfície de rotura (i) considerada, enquanto h_f refere-se ao comprimento do plano de corte. Os valores recomendados para a inclinação da escora, conforme estabelecido pela cláusula 6.2.4 (4) da EN 1992-1-1 (CEN, 2010a), são os seguintes:

- Banzo de betão comprimido: $45^\circ \geq \theta \geq 26.5^\circ$;
- Banzo de betão à tração: $45^\circ \geq \theta \geq 38.6^\circ$.

Além de determinar a quantidade de armadura transversal exigida na laje, é crucial assegurar a segurança do modelo em relação ao esmagamento da escora de betão, conforme definido na EN 1992-1-1 (CEN, 2010a):

$$v_{ed} \leq v \times f_{cd} \times \sen\theta_f \times \cos\theta_f \quad (3.32)$$

Sendo:

- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão;
- v – Coeficiente de redução de resistência do betão fendilhado por esforço transversal de valor:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \tag{3.33}$$

em que, f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em MPa. A tensão v_{Ed} calcula-se da seguinte forma:

$$v_{Ed} = \frac{V_L}{h_f} \text{ ou } v_{Ed} = \frac{V_L}{n_{pc} \times h_f} \tag{3.34}$$

sendo:

- n_{pc} – Número de planos de corte;
- h_f – Comprimento do plano de corte na secção transversal da viga mista.

Na aplicação prática das vigas mistas, os casos de corte longitudinal que requerem avaliação são ilustrados pelas Figura 3.12 e 3.13.

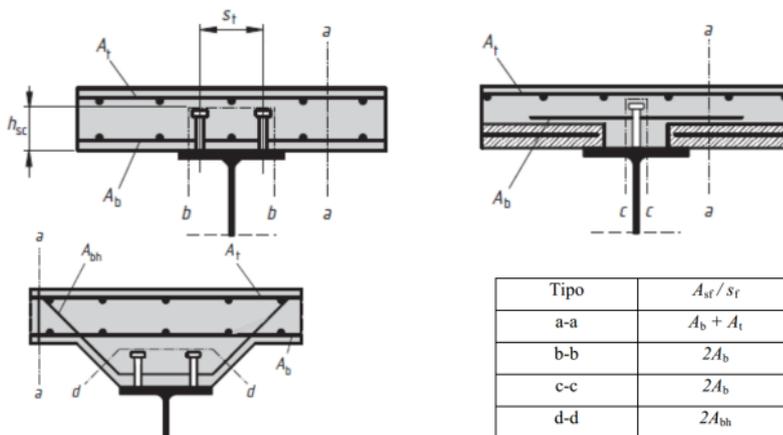


Figura 3.12 - Superfícies de rotura por corte longitudinal (EN 1994-1-1, (CEN, 2011))

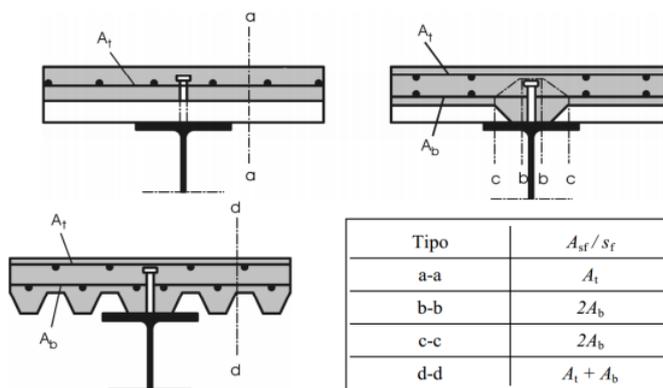


Figura 3.13 - Superfícies de rotura por corte longitudinal com chapa colaborante (EN 1994-1-1, (CEN, 2011))

Para os tipos de rotura “a”, o comprimento do plano de corte na secção transversal da viga geralmente corresponde à parte maciça do banzo de betão, sendo possível também considerar uma altura equivalente h_f nos casos em que a laje mista é perpendicular ao eixo da viga, levando em conta as nervuras.

Conforme estipulado na cláusula 6.6.6.4 (2) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), quando a chapa colaborante está orientada transversalmente à viga e o fator de redução k_t , conforme a equação (3.28), é aplicado, não é obrigatório considerar as superfícies de falha tipo b-b'. Em vigas em que as chapas colaborantes estão dispostas perpendicularmente ao seu eixo e são contínuas, com uma ancoragem adequada à viga é possível considerar a contribuição da chapa colaborante para a resistência ao corte longitudinal da seguinte maneira:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} + A_{pe}f_{yp,d} \geq \frac{V_{Ed} \times h_f}{\cot(\theta)} \quad (3.35)$$

em que,

- A_{pe} – área efetiva da secção transversal das chapas perfiladas de aço por unidade de comprimento;
- $f_{yp,d}$ – valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada.

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} + \frac{P_{pb,Rd}}{s} \geq \frac{v_{Ed} \times h_c}{\cot(\theta)} \text{ mas } \frac{P_{pb,Rd}}{s} \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (3.36)$$

sendo,

- $P_{pb,Rd}$ – valor de cálculo da resistência à compressão diametral de um perno soldado através da chapa;
- s – espaçamento longitudinal entre os eixos dos pernos que asseguram a amarração das chapas.

$$P_{pb,Rd} = k_\varphi \times d_{a0} \times t \times f_{yp,d} \quad (3.37)$$

em que,

$$k_\varphi = 1 + \alpha/d_{a0} \leq 6 \quad (3.38)$$

sendo,

- α – distância entre o eixo do perno e o bordo da chapa, não inferior a $1.5d_{a0}$.
- d_{a0} – diâmetro do cordão de soldadura que poderá ser considerado igual e 1.1 vezes o diâmetro do conector;
- t – espessura da chapa.

3.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O Estado Limite de Serviço (ELS) é avaliado principalmente com base no controle da deformação, na fendilhação do betão e na vibração.

3.3.1. DEFORMAÇÃO

Na análise da deformação em vigas mistas, conforme descrito na cláusula 7.2 da EN 1993-1-1 (CEN, 2010b), são estabelecidos valores limite recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios, conforme especificados na Tabela 3.1. Aqui, o vão da viga, denotado por “L”, é considerado conforme ilustrado na Figura 3.14.

Tabela 3.1 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais na EN 1993-1-1 (CEN, 2010b)

Condições	Limites	
	δ_{max}	δ_2
Cobertura em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimento em geral	L/250	L/300
Pavimento e coberturas que suportam rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimento que suportam colunas (a não que o deslocamento tenha sido incluindo na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} , possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-

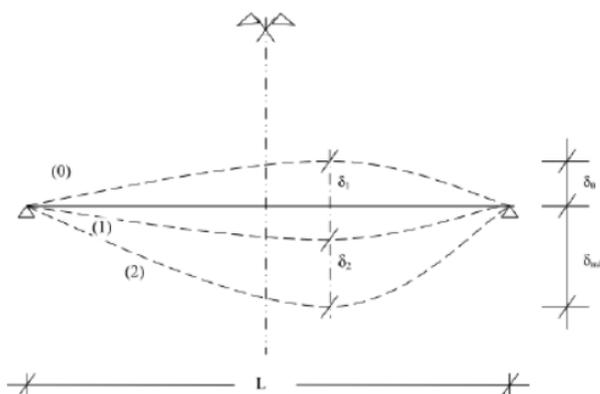


Figura 3.14 - Deslocamentos verticais a considerar

As deformações devem ser avaliadas levando em consideração os efeitos não lineares da fluência, fendilhação e retração do betão, assim como o processo construtivo da viga e possíveis plastificações do aço durante a fase de construção. Para resumir a informação de maneira prática para a estimativa das deformações a longo prazo em vigas mistas, são delineados os passos para esse cálculo nos casos de vigas não escoradas (Tabela 3.2) e escoradas (Tabela 3.3) (Dujmović et al., 2015).

3.3.1.1. Vigas não escoradas

Tabela 3.2 - Deslocamentos a considerar no cálculo de uma viga mista não escorada (Calado e Santos, 2013)

δ	Ação	Descrição	Fluência	n	Inércia
$\delta_{1,a}$	$G_{k,1}+Q_{fc}$	Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva	-	-	I_a
Nota importante: caso seja comprovado que não existe plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, pode ser considerada a descarga resultante da remoção da Q_{fc} e ainda da diferença de peso entre o betão fresco e o betão curado. Caso contrário, a deformação em fase construtiva é irreversível, devendo ser considerada a ação para $\delta_{1,a}$ o caso $G_{k,1}+Q_{fc}$.					
$\delta_{1,c}$	$G_{k,2} + \psi_2 Q_k$	Restante carga permanente ($G_{k,2}$) e valor quase permanente da sobrecarga ($\psi_2 Q$)	$t_0 = 28 \text{ dias}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{1,c}}$	$I_{\delta_{1,c}}$
$\delta_{2,c}$	$\psi_1 Q_k$	Valor frequente da sobrecarga* ($\psi_1 Q$)	-	n_0	I_0
δ_s	Retração	Aplicação da extensão de retração	$t_0 = 1 \text{ dia}$ $t = \infty$	n_s	I_s
$\delta_{total} = \delta_{1,a} + \delta_{1,c} + \delta_{2,c} + \delta_s$					
* - em alternativa pode-se usar o valor de “(1- ψ_2) Q”, quer conservativamente quer por questões de coerência do método, uma vez que para certos tipos de utilização, o somatório do ψ_1 e ψ_2 pode dar superior à unidade.					

Sendo:

- $G_{k,1}$ – Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva. No caso de não existir plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, esta ação resume-se ao peso de betão curado e restantes pesos dos elementos metálicos referidos;
- I_a – Inércia da secção puramente metálica;
- Q_{fc} – Sobrecarga construtiva;
- $G_{k,2}$ – Restantes cargas permanentes;
- Q_k – Sobrecarga;
- $\eta_{\delta_{1,c}}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $I_{1,c}$ e conseqüentemente da deformação $\delta_{1,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência;
- $\eta_{\delta_{2,c}}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $I_{2,c}$ e conseqüentemente da deformação $\delta_{2,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência;
- η_s – Coeficiente de homogeneização para a retração para a determinação da inércia I_s e conseqüentemente da deformação δ_s , tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência.
- ψ_1 – Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável segundo a EN 1990 (CEN, 2009);
- ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase permanente da ação variável segundo a EN 1990 (CEN, 2009).

3.3.1.2. Vigas escoradas

Tabela 3.3 - Deslocamentos a considerar no cálculo de uma viga mista escorada (Calado e Santos, 2013)

δ	Ação	Descrição	Fluência	n	Inércia
$\delta_{1,a}$	$G_{k,1} + Q_{fc}$	Peso próprio do betão fresco, da(s) viga(s) metálica(s), chapa colaborante, conetores e sobrecarga construtiva	-	-	I_a
<i>Nota importante:</i> caso seja comprovado que não existe plastificação do perfil metálico em fase de betonagem, pode ser considerada a descarga resultante da remoção da Q_{fc} e ainda da diferença de peso entre o betão fresco e o betão curado. Caso contrário, a deformação em fase construtiva é irreversível, devendo ser considerada a ação para $\delta_{1,a}$ o caso $G_{k,1} + Q_{fc}$.					
$\delta_{R,c}$	R	Reação contida no escoramento que é transmitida ao elemento misto	$t_0 = \text{Retirada escora}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{R,c}}$	$I_{\delta_{R,c}}$
$\delta_{1,c}$	$G_{k,2} + \psi_2 Q_k$	Restante carga permanente ($G_{k,2}$) e valor quase permanente da sobrecarga ($\psi_2 Q$)	$t_0 = 28 \text{ dias}$ $t = \infty$	$n_{\delta_{1,c}}$	$I_{\delta_{1,c}}$
$\delta_{2,c}$	$\psi_1 Q_k$	Valor frequente da sobrecarga* ($\psi_1 Q$)	-	n_0	I_0
δ_s	Retração	Aplicação da extensão de retração	$t_0 = 1 \text{ dia}$ $t = \infty$	n_s	I_s
$\delta_{total} = \delta_{1,a} + \delta_{R,c} + \delta_{1,c} + \delta_{2,c} + \delta_s$					
* - em alternativa pode-se usar o valor de “(1- ψ_2) Q”, quer conservativamente quer por questões de coerência do método, uma vez que para certos tipos de utilização, o somatório do ψ_1 e ψ_2 pode dar superior à unidade.					

Em que:

- R – Reação contida no sistema de escoramentos que é, aquando da sua remoção, aplicada ao elemento misto;
- $\eta\delta_{R,c}$ – Coeficiente de homogeneização para a determinação da inércia $\delta_{R,c}$ e consequentemente da deformação $\delta_{R,c}$, tendo em conta o apropriado coeficiente de fluência.

3.3.2. CONTROLO DE TENSÕES

Em edifícios, a norma EN 1994-1-1 (CEN, 2011) geralmente não requer a verificação das tensões em vigas mistas para aplicações comuns. No entanto, é recomendável realizar um controlo das tensões em serviço para garantir que não são atingidas tensões limite. Estas condições podem afetar adversamente o desempenho ou a aparência da estrutura quando não cumpridas. Portanto, uma vez que o limite de deformação é baseado inteiramente numa análise elástica, essa verificação deve ser realizada.

A verificação das tensões deve considerar os efeitos não lineares da fluência, retração e fissuração do betão, além do processo construtivo da viga, de forma semelhante ao necessário para o dimensionamento elástico da viga. Isso significa que as cargas atuantes na fase de serviço devem resultar da sobreposição dos efeitos dos valores característicos das ações.

Portanto, é importante observar que o procedimento deve ser realizado em duas fases: i) curto prazo; e ii) longo prazo, levando em consideração os efeitos da fluência e retração para ambas as fases. Esta abordagem é necessária porque os efeitos diferidos da fluência e retração possibilitam uma redistribuição de tensões na secção que é favorável, especialmente para o banzo de betão sob compressão.

3.3.3. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO

A fissuração do betão é um fenómeno comum em estruturas de betão armado devido à flexão, esforço transversal, torção ou tração resultante das deformações aplicadas. Assim, é essencial controlar a fissuração para evitar danos na integridade estrutural, garantir a durabilidade da construção e manter uma aparência aceitável.

No caso em que as vigas são calculadas como simplesmente apoiadas e o controlo da largura de fendas não tenha interesse, considera-se uma armadura longitudinal na largura efetiva da laje igual a 0,2% da área de betão para uma construção não escorada (cláusula 7.4.1(4) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011)).

Noutros casos, para controlar a fissuração, é necessário dimensionar uma quantidade mínima de armadura, sendo geralmente preferível usar barras de aço com diâmetro reduzido, pois isso melhora a aderência e reduz a abertura das fissuras. A quantidade mínima de armadura pode ser calculada usando a seguinte expressão:

$$A_s = k_s \times k_c \times k \times \frac{f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.39)$$

em que:

- k - coeficiente usado para representar o efeito de tensão com um valor de 0,8;
- $f_{ct,eff}$ - valor médio da resistência do betão à tração na data em que as primeiras fissuras são suscetíveis de se formar, pode ser considerado igual ao valor de resistência média à tração do betão, f_{ctm} ;
- k_s - coeficiente representa o efeito de redução do esforço normal do banzo de betão devido à fendilhação inicial e ao carregamento local da conexão. O valor recomendado para este coeficiente é de 0,9;
- k_c - coeficiente usado para considerar a distribuição de tensões na secção antes da formação de fissuras no betão, sendo dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (3.40)$$

sendo,

- h_c - espessura do banzo do betão, excluindo as nervuras;
- z_0 - distância vertical entre os centros de gravidade do banzo não fendilhado e da secção não fendilhada, podendo ser definido por:

$$z_0 = \frac{h_c}{2} - Z \quad (3.41)$$

em que,

- σ_s - tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a fendilhação, podendo ser considerada igual à tensão de cedência do aço das armaduras, f_{sk} ;
- A_{ct} - antes da formação de fissuras na secção, a área da região sob tração pode ser estimada pela área da secção de betão dentro da largura efetiva.

Para a verificação do diâmetro dos varões e o seu espaçamento é calculado a tensão σ_s , e é realizada uma comparação com o quadro 7.1 e 7.2 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011):

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s \quad (3.42)$$

com:

$$\Delta \sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (3.43)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (3.44)$$

em que:

- $\sigma_{s,o}$ - tensão na armadura devida aos esforços atuantes na secção mista, calculada desprezando o betão tracionado;
- f_{ctm} - valor médio da resistência do betão à tração, igual a f_{ctm} definido no Quadro 3.1 da EN 1992-1-1 (CEN, 2010a) no caso do betão de massa volúmica normal, ou igual a f_{1ctm} no caso do betão leve;
- ρ_s - taxa de armaduras, obtida por $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;
- A_{ct} - área efetiva do banzo de betão na zona tracionada, podendo como simplificação utilizar-se a área da secção de betão compreendida na largura efetiva;
- A_s - área total de todas as camadas de armadura longitudinal na área efetiva A_{ct} ;
- A, I - respetivamente, área e momento de inércia da secção mista efetiva, desprezando a contribuição do betão tracionado e das chapas perfiladas, caso existam;
- $A_a I_a$ - respetivamente, área e momento de inércia da secção de aço estrutural.

3.3.4. VIBRAÇÃO

Para garantir um desempenho adequado das vigas mistas em relação às vibrações durante o uso, é comum assegurar que a frequência natural permaneça acima de valores específicos, os quais variam dependendo de fatores como a função da viga mista e a origem da vibração, conforme especificado na EN 1990, A1.4.4 (CEN, 2009). Para investigar as frequências e os padrões de vibração de uma viga mista, é comum empregar as propriedades não fendilhadas da secção e o módulo de elasticidade dinâmico do betão, para cargas de curta duração. Geralmente, o impacto do escorregamento entre o perfil de aço e a laje de betão é ignorado nesta análise.

Neste contexto, a verificação da vibração é feita indiretamente através do controlo da frequência de vibração do 1º modo vertical, que para uma viga simplesmente apoiada é dado por:

$$f = \frac{17,8}{\sqrt{\delta_{máx}}} \quad (3.45)$$

Na equação (3.46), f está em Hz e δ em mm, sendo δ a flecha instantânea da viga mista a meio vão, devido à aplicação das cargas permanentes mais 10% da sobrecarga (Wyatt, 1989). Como limites inferiores para as frequências de vigas mistas, são estabelecidos os seguintes valores de referência:

- 3 Hz para instalações de escritórios e áreas de estacionamento;
- 4 Hz para edifícios destinados à habitação;
- 5 Hz para instalações desportivas como ginásios;
- 7 Hz para áreas de passagem exclusivamente para pedestres.

Assim, é necessário que a frequência fundamental da viga mista seja superior a estes valores mencionados anteriormente.

Para a verificação em vigas contínua, o cálculo da vibração realiza-se através uma análise modal da viga, tendo em conta alguns parâmetros a considerar na modelação da viga (Smith & Hicks & Devine, 2009):

- O cálculo da frequência natural deve ser baseado no valor dinâmico do módulo de elasticidade do betão, sendo assim, pode ser considerado 38 kN/mm^2 para betão de peso normal e 22 kN/mm^2 para betão leve (2.350 kg/m^3 e 1.800 kg/m^3 , respetivamente).
- Todas as ligações devem ser consideradas rígidas.
- Para comportamento dinâmico, considera-se a inércia bruta da secção (sem fissuração).

Considerando os parâmetros referidos, devem considerar-se as cargas permanentes mais 10% das sobrecargas, tal como para o caso das vigas simplesmente apoiadas.

É de realçar que o método apresentado anteriormente é simplificado no que diz respeito à verificação de vibrações em pavimentos. Em alternativa poderiam ser aplicados métodos mais rigorosos e detalhados, como por exemplo o método de Hivoss (Human-induced vibration of steel structures) (Feldmann & Heinemeyer & Lukić, 2010).

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo abordaram-se todas as disposições regulamentares de dimensionamento que suportam os cálculos apresentados no dimensionamento de vigas mistas da presente dissertação. Nos Capítulos 5 e 6, as diretrizes normativas aqui apresentadas são aplicadas a diferentes soluções estruturais.

De seguida, no Capítulo 4, apresenta-se o caso de estudo de base ao trabalho e o respetivo edifício de referência, incluindo materiais, cargas de projeto, critérios de dimensionamento em ELU e ELS, entre outros aspetos.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. O projeto “CONNECT4C” (C4C)

Esta dissertação pretende analisar soluções estruturais aplicadas a um edifício de referência, seguindo as premissas de dimensionamento do projeto de investigação “CONNECT4C” (C4C). O “CONNECT4C” foca-se no desenvolvimento de soluções padronizadas para ligações 3D desmontáveis, reutilizáveis e adaptáveis. O projeto promove a economia circular na indústria da construção em aço, conduzindo a uma economia significativa de recursos ambientais através da digitalização inovadora do ciclo de vida, enquanto mantém a competitividade da economia europeia.

Inspirado pela necessidade social prioritária de redução das emissões de gases de efeito estufa (GHGE), o “CONNECT4C” pretende aumentar a circularidade na construção em aço, desenvolvendo sistemas de conexão inovadores, desmontáveis e adaptáveis, que são elementos-chave para a reutilização eficaz de elementos estruturais de aço (vigas e pilares), independentemente das suas dimensões exatas (comprimento), permitindo a possibilidade de grandes tolerâncias. Por fim, o “CONNECT4C” incentiva o desenvolvimento de conexões de aço com desempenho otimizado não apenas ao nível macro, mas também ao nível do componente, para o qual se prevê o uso de aço de alta resistência (HSS) e parafusos longos.

Ao implementar ferramentas específicas (orientações de projeto e montagem, aplicações web, classes BIM IFC) nas quais os sistemas desenvolvidos contemplarão os benefícios do ciclo de vida da reutilização (sociais, industriais, económicos e ambientais), o projeto contribuirá significativamente para a digitalização e circularidade na construção em aço, resultando em altos níveis de sustentabilidade e adaptabilidade ao longo da vida útil de um edifício.

O êxito do “CONNECT4C” será assegurado por um grupo europeu experiente e complementar, que valoriza a colaboração entre parceiros académicos e industriais. O conhecimento obtido por meio de estudos técnicos detalhados será compartilhado com diversas partes interessadas, incluindo a sociedade em geral, profissionais do setor, fabricantes, empresas de construção e comités técnicos, conforme um plano de disseminação cuidadosamente elaborado.

Parceiros envolvidos:

- Universidade de Coimbra, Coordenador;
- Universidade de Liege, Bélgica;
- Universidade do Luxemburgo, Luxemburgo;
- TAMPEREEN KORKEAKOULUSAATIO, Finlândia;
- UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID, Espanha;
- FERPINTA - INDÚSTRIAS DE TUBOS DE AÇO DE FERNANDO, Portugal;

- TORNILLERIA INDUSTRIAL S.A, Espanha;
- JUPA, S.A., Espanha;
- ADÃO DA FONSECA - Engenheiros Consultores, Portugal;
- Bernabeu Ingenieros, Espanha.

4.2. ENQUADRAMENTO DA DISSERTAÇÃO no “CONNECT4C” (C4C)

O propósito desta dissertação tem um enfoque específico na comparação económica entre pavimentos compostos por vigas mistas de aço e betão. Serão abordadas as verificações de segurança que fundamentam o dimensionamento destes elementos estruturais, bem como as exigências regulamentares aplicáveis às disposições construtivas e detalhamento. Além disso, serão discutidas as metodologias de análise e dimensionamento estrutural pertinentes para este tipo de pavimentos.

Como referido no capítulo 1, o objetivo principal desta dissertação consiste em realizar comparações entre as abordagens de vigas mistas simplesmente apoiadas e vigas mistas contínuas, com ênfase em seus custos e peso, abrangendo tanto os materiais quanto as ligações utilizadas na sua conceção.

4.3. EDIFÍCIO DE REFERÊNCIA

No âmbito deste trabalho, o caso de estudo baseou-se na estrutura de um edifício de escritórios de betão projetado e construído no Porto, em 2020 (Figuras 4.1 a 4.3). As características principais do edifício, incluindo suas dimensões gerais e altura, são mantidas, embora sejam ajustadas para se adequarem à construção mista em aço e betão, dando origem ao edifício de referência.



Figura 4.1 - Fachada principal do edifício original



Figura 4.2 - Fachada lateral do edifício



Figura 4.3 - Vista interior do edifício

O edifício adotado como caso de estudo é uma estrutura com 2 pisos subterrâneos e 6 andares acima do nível do solo. A altura total do edifício acima dos pisos subterrâneos é de 27,85 m, com pé-direito de 4,00 m. As dimensões totais do edifício são de $28,35 \times 16,20 \text{ m}^2$ (medidos entre os eixos dos pilares) (Figura 4.4).

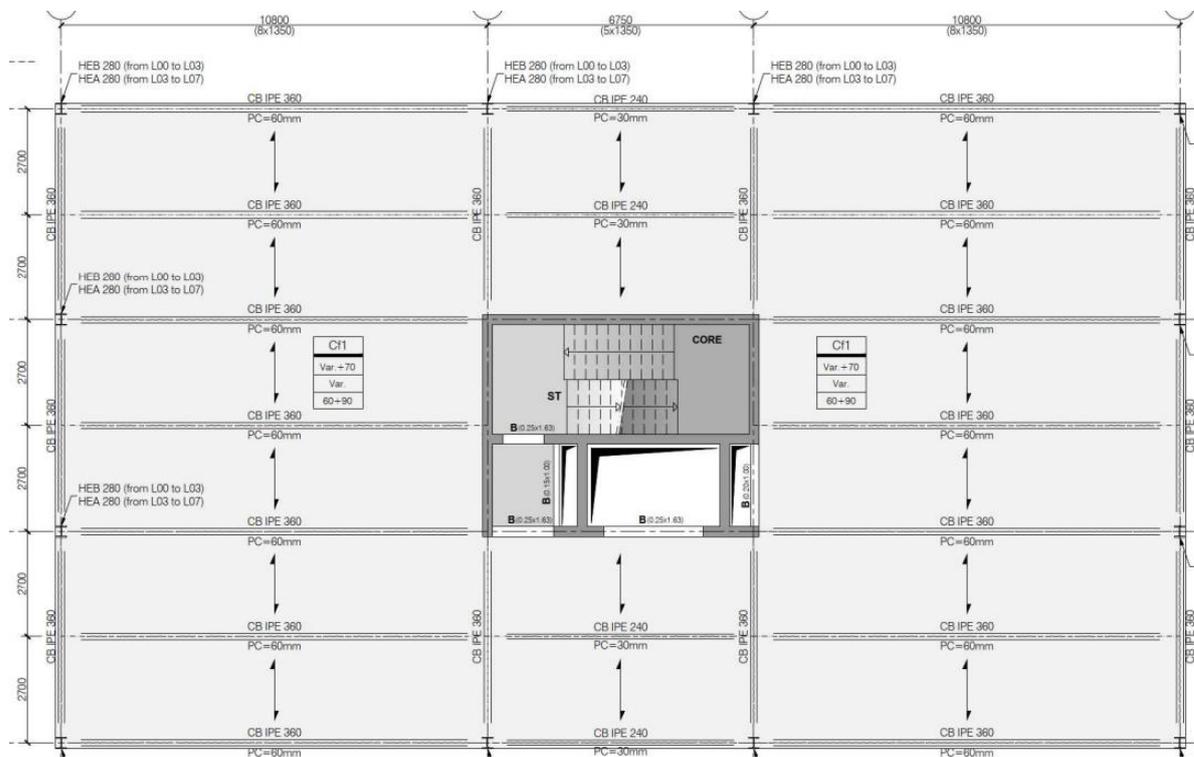


Figura 4.4 - Planta do edifício de referência

Do ponto de vista estrutural, o edifício é composto por várias particularidades (Figura 4.5). Abaixo do nível do solo, são encontradas paredes de contenção em betão armado, projetadas para suportar as cargas laterais e manter a estabilidade das fundações. No núcleo do edifício, uma estrutura de betão armado proporciona suporte vertical e resistência a forças sísmicas, com uma área de $6,75 \times 5,40 \text{ m}^2$. Acima do solo, os pilares são fabricados em aço, proporcionando suporte estrutural para os pisos superiores. Os pisos inferiores e o interior do núcleo são compostos por lajes maciças de betão armado, oferecendo resistência e estabilidade estrutural. Por fim, nos pisos acima do solo, são utilizadas soluções de pavimentos e vigas mistas, combinando aço e betão para otimizar a resistência e a eficiência estrutural.

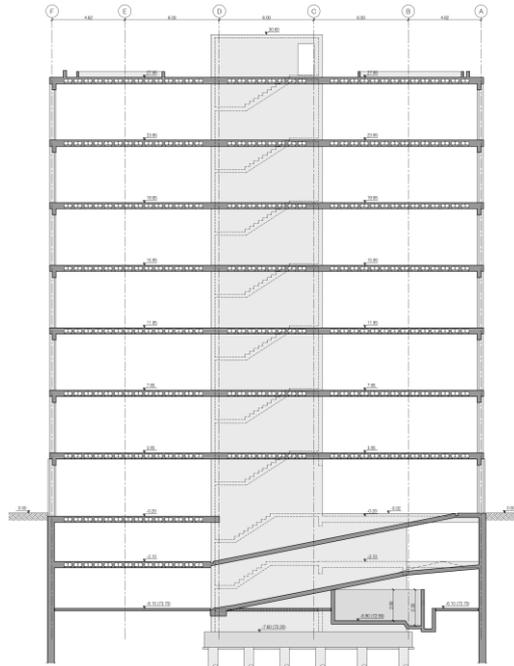


Figura 4.5 - Elevação do edifício de referência

As ligações entre pilares de aço, vigas mistas e elementos de suporte de betão são todas projetadas e modeladas como articuladas ou contínuas, consoante a abordagem. As lajes mistas são apoiadas a cada 2,70 m e têm uma altura total de 150 mm, com 90 mm de betão acima de um perfil de aço perfilado com 60 mm de altura e com uma chapa de aço de 1 mm de espessura. Sendo assim, foi utilizado a laje mista H60 (t=1 mm), desenvolvida pelo O Feliz (Figura 4.6), uma empresa especializada em construção metálica, apresentando documentos de pré-dimensionamento bastante pormenorizados.

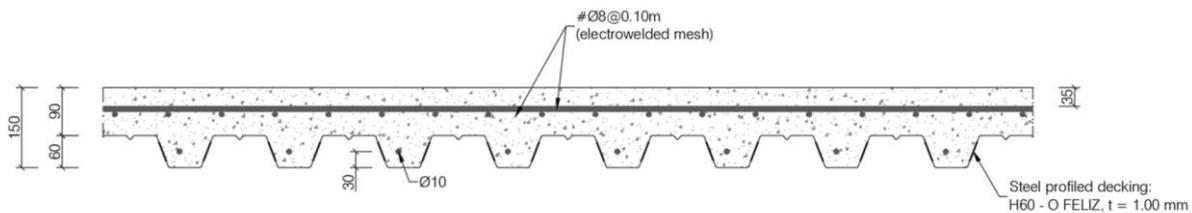


Figura 4.6 - Laje mista (H60- O Feliz (t=1mm)) (OFeliz, 2014)

4.4. Identificação do piso de referência

Neste enquadramento, foi considerado um piso de referência para ser analisado e dimensionado ao longo da dissertação. Como se pode observar na Figura 4.7, o piso escolhido foi o piso 2 do edifício de referência.

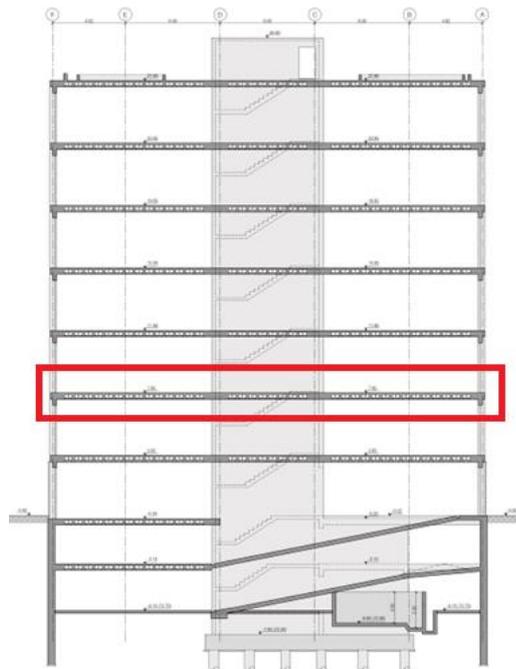


Figura 4.7 - Piso de referência

4.5 SUPOSIÇÕES TÉCNICAS

Este subcapítulo aborda as principais premissas consideradas na modelação, análise e dimensionamento do edifício de referência.

4.5.1. VIDA ÚTIL DO PROJETO

As estruturas devem ser projetadas considerando uma vida útil de 50 anos (EN 1990 (CEN, 2009)).

4.5.2. NORMAS E CÓDIGOS UTILIZADOS

O dimensionamento dos elementos estruturais é realizado de acordo com os Eurocódigos relevantes. As seguintes publicações são consideradas:

- EN 1990 Eurocódigo 0: Princípios gerais de projeto estrutural (CEN, 2009);
- EN 1991 Eurocódigo 1: Ações em estruturas (CEN, 2009);
- EN 1992 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão (CEN, 2010);
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço (CEN, 2010);
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas de aço e betão (CEN, 2011).

Os Eurocódigos oferecem orientações estruturais universais para aplicações no projeto de estruturas inteiras e vários componentes, sejam tradicionais ou inovadores. Estas normas fornecem recomendações

de projeto e ações para o projeto estrutural de edifícios e obras de engenharia civil. Além disso, definem os princípios e requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade das estruturas com base no conceito de estado limite, aplicado em conjunto com um método de fator parcial.

4.5.3. MATERIAL ESTRUTURAL E NOTAS

Nesta subsecção são apresentados os materiais, as cargas de projeto a considerar e uma notas sobre a fluência e retração.

4.5.3.1. Betão

- Paredes de contenção e núcleos: C30/37; XC3; Cl 0,2; D22; S3;
- Lajes maciças: C30/37; XC3; Cl 0,2; D22; S3;
- Pisos mistos: C30/37; XC3; Cl 0,2; D16; S3.

4.5.3.2. Aço de armadura

- Aço em varão: B500 C;
- Aço em rede electro soldada: B500 C.

4.5.3.3. Aço estrutural

Chapas de aço:

- $t \leq 40$ mm: S355J0;
- $40 \text{ mm} < t \leq 60$ mm: S355J2.

Secções de aço H e I:

- $t \leq 40$ mm: S355J0;
- $40 \text{ mm} < t \leq 60$ mm: S355J2.

Secções ocas:

- $t \leq 40$ mm: S355J0H;
- $40 \text{ mm} < t \leq 60$ mm: S355J2H.

Parafusos:

- Classe 8.8: Ligações de Categoria A;
- Classe 10.9: Ligações de Categorias B e C.

Conectores de corte com pinos:

- Resistência mínima à tração de 350 N/mm^2 ;
- Resistência mínima à tração de 450 N/mm^2 .

4.5.3.4. Cargas de projeto

a) Peso próprio da estrutura

Tabela 4.1 - Peso-Próprio (PP)

Elemento estrutural	Densidade em massa
Betão armado	25 kN/m ³
Aço de construção	77 kN/m ³

b) Cargas permanentes

Tabela 4.2 - Cargas permanentes (RCP) - Escritório

Componente		Carga
Acabamentos	70mm argamassa de regularização	1,40 kN/m ²
Teto	Teto falso	0,25 kN/m ²
Serviços	Suspensão do nível inferior	0,15 kN/m ²
Divisórias	Divisórias com um peso próprio $\leq 3,0$ kN/m de comprimento da parede	1,20 kN/m ²
TOTAL		3,00 kN/m ²

Tabela 4.3 - Cargas permanentes (RCP) - Cobertura

Componente		Carga
Acabamentos	Betonilha, declive com camada de betão leve, impermeabilização, isolamento, acabamentos	3,00 kN/m ²
Teto	Teto falso	0,25 kN/m ²
Serviços	Suspensão do nível inferior	0,15 kN/m ²
TOTAL		3,40 kN/m ²

Tabela 4.4 - Cargas permanentes (RCP) - Fachada

Componente		Carga
Fachada	Peso inferior ou igual a 100 kg/m ²	4,00 kN/m

c) Cargas variáveis

Os valores para cargas variáveis são definidos de acordo com os valores recomendados pela norma aplicável, ou seja, EN 1991-1-1 (CEN, 2009).

Tabela 4.5 - Cargas variáveis (Q) – Escritório

Categoria		qk	Qk
Escritório	B	3,00 kN/m ²	4,5 kN
Cobertura inaccessível	H	0,40 kN/m ²	1,00 kN
Cargas de construção		1,00 kN/m ²	-

4.5.3.5. Fluência e Retração

A retração é considerada conforme o Anexo C da EN 1994-1-1 (CEN, 2011):

- Em ambientes secos (no exterior ou no interior de edifícios) a retração é igual a 325×10^{-6} ;

Os coeficientes de fluência $\phi(t,t_0)$ são determinados de acordo com a EN 1992-1-1 (CEN, 2010a), dependendo da idade (t) do betão no momento considerado e da idade (t_0) no momento da aplicação da carga. Para o presente caso, assume-se:

- $t = 20\ 000$ dias (aproximadamente 50 anos);
- Peso próprio: $t_{0,PP}$ - não relevante, uma vez que não está previsto nenhum escoramento;
- Retração - $t_{0,E} = 3$ dias;
- Cargas permanentes - $t_{0,RCP} = 30$ dias;
- Cargas variáveis - $t_{0,Q} = 90$ dias.

4.5.4. COMBINAÇÕES DE CARGAS

4.5.4.1. Estado Limite de Serviço

- Combinação característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{4.1}$$

- Combinação frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{4.2}$$

- Combinação quase permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{4.3}$$

Em que,

- $G_{k,j}$ - valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ - valor característico de uma ação variável;

- $\psi_{0,i}$ - fator para o valor combinado de uma ação variável;
- $\psi_{1,i}$ - fator para o valor frequente de uma ação variável;
- $\psi_{2,i}$ - fator para o valor quase permanente de uma ação variável.

4.5.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

- Combinação Fundamental

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Em que,

- $G_{k,j}$ - valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$ - valor característico de uma ação variável;
- $\psi_{0,i}$ - fator para o valor combinado de uma ação variável,
- $\psi_{1,i}$ - fator para o valor frequente de uma ação variável,
- $\psi_{2,i}$ - fator para o valor quase permanente de uma ação variável,
- $\gamma_{G,j}$ - fator parcial para ações permanentes,
- $\gamma_{Q,i}$ - fator parcial para ações variáveis.

Na Tabela 4.6, são apresentados os valores dos coeficientes ψ para edifício.

Tabela 4.6 - Valores dos coeficientes ψ para edifícios – EN 1990 (CEN, 2009)

Categoria		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Escritório	B	0,7	0,5	0,3
Cobertura inaccessível	H	0	0	0

4.6. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os seguintes estados limite últimos são verificados quando relevantes, nomeadamente: falha por deformação excessiva, transformação da estrutura ou de qualquer parte dela em um mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de qualquer parte dela.

4.6.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Os limites de deformação para vigas de piso mistas são definidos de acordo com o anexo nacional português (CEN, 2010b), da seguinte forma.

Tabela 4.7 - Valores recomendados para deformações verticais

	δ_2	δ_{max}
Coberturas em geral	L/200	L/250
Pavimentos em geral	L/250	L/300

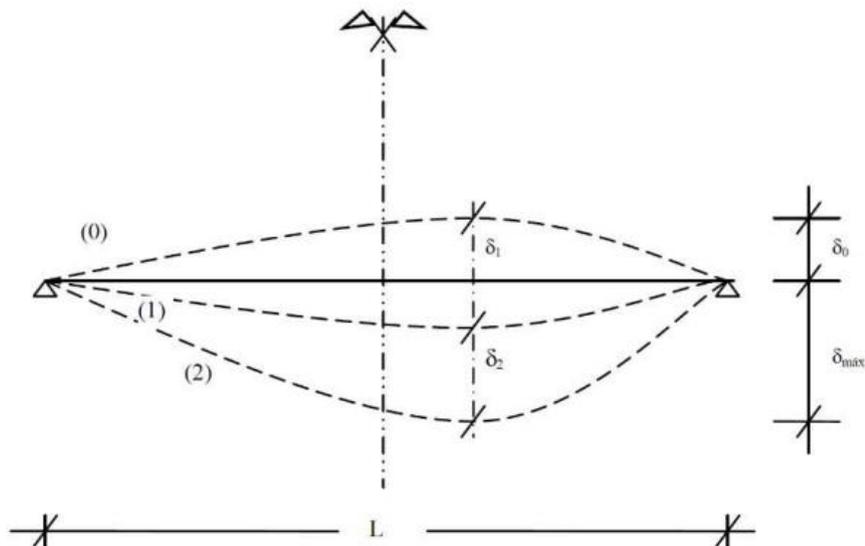


Figura 4.8 - Definições de deformações verticais

Em que,

- δ_0 - Pré-curvatura na peça estrutural não carregada,
- δ_1 - Deflexão sob cargas permanentes,
- δ_2 - Deflexão devido às ações variáveis,
- δ_{max} - Deflexão total remanescente levando em consideração a pré-curvatura,
- L - Comprimento da peça.

4.6.3. VIBRAÇÕES

A verificação de vibrações para ambos os casos de estudo (viga simplesmente apoiada e viga contínua) é realizado conforme a secção 3.3.4 do presente documento.

4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O enquadramento normativo é essencial ao projeto de estruturas de forma a estabelecer as bases do dimensionamento respeitando as melhores práticas e a legislação aplicável. No presente capítulo, apresentaram-se todas as informações sobre o caso de estudo e respetivas condicionantes, nomeadamente, os materiais, as cargas de projeto e os critérios de dimensionamento em ELU e ELS.

De seguida, no Capítulo 5, o cálculo de um piso constituído por vigas simplesmente apoiadas é exemplificado, tendo em consideração todos os efeitos e verificações necessárias. O exercício apresentado relaciona-se com aquele que será analisado no Capítulo 6 para um pavimento composto por vigas contínuas de forma a estabelecer uma análise comparativa entre soluções.

5

DIMENSIONAMENTO DO PISO COM VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS

5.1. DIMENSIONAMENTO DA LAJE MISTA

Tendo em conta os objetivos da presente dissertação, pretende-se neste capítulo analisar o dimensionamento de um pavimento com uma solução de vigas mistas simplesmente apoiadas. A estrutura em causa é pré-definida recorrendo às fichas de projeto do fabricante OFeliz para relacionar o vão e a altura da laje com a carga que esta poderá suportar (Figura 5.1).

BETÃO C30/37		H60 1.0 mm						
Continua - 2 vãos.		Altura da Laje [cm]						
Vão [m]	10	12	14	16	18	20	22	24
1.4	11.10	14.47	17.84	21.11	24.49	27.86	31.23	34.19
1.6	9.55	12.40	15.26	18.12	21.08	23.93	26.79	29.34
1.8	8.31	10.85	13.30	15.84	18.29	20.83	23.38	25.51
2.0	7.38	9.51	11.75	13.98	16.12	18.35	20.59	22.52
2.2	6.55	8.48	10.51	12.43	14.36	16.39	18.32	20.04
2.4	5.93	7.65	9.37	11.19	12.91	14.74	16.46	17.97
2.6	5.31	6.93	8.44	10.06	11.67	13.29	14.91	16.32
2.8	4.79	6.31	7.72	9.13	10.64	12.05	13.56	14.77
3.0	4.38	5.69	6.99	8.40	9.71	11.02	12.32	13.53
3.2	3.97	5.17	6.27	7.47	8.68	9.88	11.08	12.29
3.4	3.11	4.45	5.44	6.44	7.54	8.54	9.53	10.63
3.6	2.35	3.83	4.72	5.61	6.51	7.40	8.29	9.19
3.8	-	3.31	4.10	4.89	5.68	6.47	7.26	8.05
4.0	-	2.90	3.58	4.27	4.96	5.64	6.33	7.02
4.2	-	2.29	3.17	3.75	4.34	4.92	5.50	6.09
4.4	-	-	2.76	3.24	3.72	4.30	4.78	5.26
4.6	-	-	2.34	2.82	3.30	3.68	4.16	4.64
4.8	-	-	2.03	2.41	2.79	3.16	3.64	4.02
5.0	-	-	-	2.10	2.48	2.75	3.13	3.40
5.2	-	-	-	-	2.06	2.34	2.61	2.99
5.4	-	-	-	-	-	2.03	2.30	2.47
5.6	-	-	-	-	-	-	-	2.06

Figura 5.1 - Tabela de cálculo fornecida pelo fabricante

Para a solução assinalada na Figura 5.1, a carga aplicável deve ser menor ou igual a $8,44 \text{ kN/m}^2$, sendo este valor maior do que a soma $RCP+Q = 6,00 \text{ kN/m}^2$, não necessitando assim de escoramento durante a construção. Portanto, foram consideradas as lajes mistas H60 ($t=1 \text{ mm}$), apoiadas a cada 2,70 m, com uma altura total de 150 mm. Esta solução consiste em 90 mm de betão sobre um perfil de aço perfilado com 60 mm de altura e com chapa de aço de 1 mm de espessura (ver Figura 4.6). Consultando os dados do fabricante, uma laje mista com altura de 150 mm tem um peso próprio de $2,85 \text{ kN/m}^2$.

5.2. Particularidades do sistema simplesmente apoiado

Nas construções de edifícios, as vigas mistas de aço e betão geralmente são suportadas por outras vigas ou pilares e são unidas por meio de ligações. As ligações com maior capacidade de rotação tendem a ter um custo menor do que aquelas com menor capacidade de rotação, portanto, é prudente realizar um estudo do custo total, incluindo o custo da ligação e da viga de aço, para auxiliar na escolha do tipo de viga a ser utilizado no projeto. As principais vantagens das vigas simplesmente apoiadas em relação às vigas contínuas são (Johnson, 2004):

- A viga de aço suporta esforços de compressão baixos, e no topo é ligada à laje, o que significa que a resistência da viga raramente é limitada pela encurvadura lateral ou local da viga de aço, a menos que seja de Classe 4.
- A alma da viga está sujeita a tensões baixas, facilitando a colocação de furos para passagem de tubulação;
- Os momentos fletores e as forças de corte verticais são determinados estaticamente e não são afetados pela fissuração, deformação lenta ou retração do betão;
- Não há influência do comportamento das vigas nos vãos adjacentes;
- Os momentos fletores transmitidos para os pilares são nulos;
- As análises globais são mais simples e os projetos são mais rápidos.

Os inconvenientes das vigas simplesmente apoiadas incluem flechas excessivas no meio dos vãos, a altura das vigas mistas simplesmente apoiadas poder ser maior do que nas vigas mistas contínuas e a ausência de controlo de fissuração em zonas de apoios internos.

5.3. IDENTIFICAÇÃO E NOMENCLATURA DAS VIGAS A DIMENSIONAR

No piso em estudo estão presentes 6 vigas-tipo a serem estudadas, a saber:

- Viga 1 - VG1;
- Viga 2 - VG2 (viga de bordo);
- Viga 3 - VG3;
- Viga 4 - VG4 (viga de bordo);
- Viga 5 - VG5 (viga coletora);
- Viga 6 - VG6 (viga coletora de bordo).

Analisando a Figura 5.2, representam-se as duas primeiras associadas à cor vermelha, as duas seguintes à cor verde e as duas últimas à cor azul. A partir desta secção, assume-se a viga VG1 como referência para a resolução analítica dos próximos cálculos de verificação e dimensionamento.

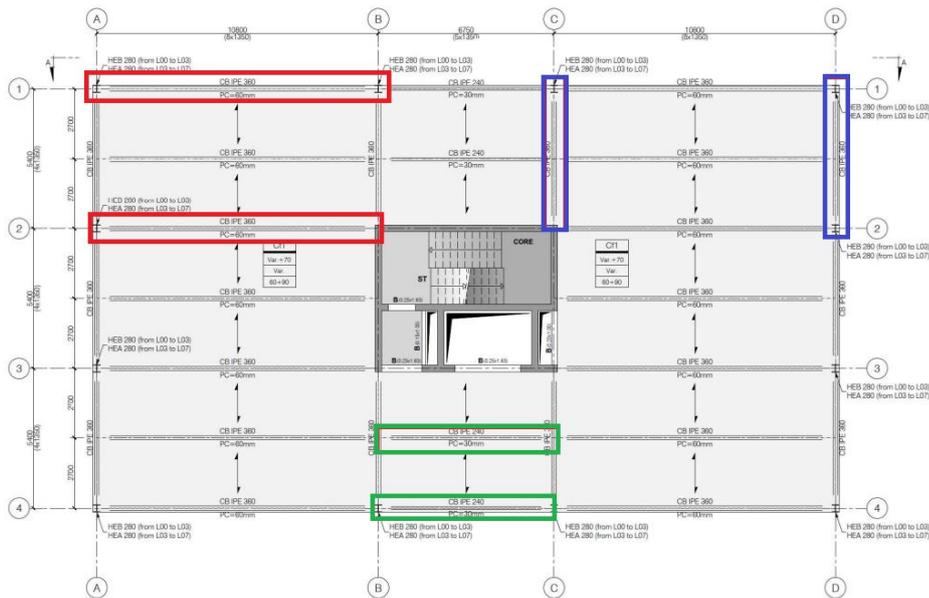


Figura 5.2 - Identificação das diferentes vigas-tipo em estudo

5.4. LARGURA EFETIVA DE UMA VIGA SIMPLEMENTE APOIADA

A EN 1994-1-1 (CEN, 2011) sugere que, para análise de estruturas em edifícios, a distância b_0 seja zero. No caso de vigas simplesmente apoiadas, o comprimento L_e é considerado igual ao vão total, uma vez que essa distância corresponde à distância entre pontos de momento fletor de valor nulo.

Exemplificando para VG1:

- $L_e = 10,8$ m, sendo o $L_{viga} = 10,8$ m;
- $b_{ei} = L_e/8 = 10,8/8 = 1,35$ m (quer á esquerda, quer á direita);
- $b_{eff} = 1,35 + 1,35 + 0 = 2,7$ m.

Na Tabela 5.1, apresentam-se as larguras efetivas das vigas em análise.

Tabela 5.1 - Larguras efetivas das vigas em estudo

Viga	L_e	L_d	$b_{ei,esq}$ (m)	$b_{ei,dir}$ (m)	b_{eff} (m)
VG1	2,7	2,7	1,35	1,35	2,7
VG2	2,7	0	1,35	0	1,35
VG3	2,7	2,7	0,84	0,84	1,69
VG4	0	2,7	0	0,84	0,84
VG5	10,8	6,75	0,68	0,68	1,35
VG6	0	10,8	0	0,68	0,68

5.5. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA PLÁSTICA

Considere-se os parâmetros do problema:

- Betão: C30/37;

- Propriedades do perfil IPE 360;
- Classe de aço: S 355 MPa;
- $A = 72,7 \times 10^2 \text{ mm}^2$; $b = 170 \text{ mm}$; $t_f = 12,7 \text{ mm}$; $h = 360 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $I_a = 16270 \times 10^4 \text{ mm}^4$; $W_{pl,y} = 1019 \times 10^3 \text{ mm}^3$;
- $b_{eff} = 2,7\text{m}$.

Por simplificação, para determinar o momento resistente plástico e a posição da linha neutra, foram calculadas as forças máximas associadas à secção e ao betão:

- Força máxima de compressão no betão (equação 3.7),
 $R_c = 90 \times 10^{-3} \times 2,7 \times 0,85 \times 20000 = 4131 \text{ kN}$
- Força máxima de tração no perfil de aço (equação 3.8),
 $R_a = 72,7 \times 10^2 \times 10^{-6} \times 355000 = 2580,85 \text{ kN}$.

Logo, como $R_c > R_a$, então o eixo neutro plástico situa-se no betão. Recorrendo à equação (3.12), o eixo plástico neutro determina-se da seguinte forma:

- Eixo neutro plástico,
$$z_{pl} = \frac{R_a}{0,85 \times f_{cd} \times b_{eff}} = 0,0562 \text{ m} = 5,62 \text{ cm}$$
- Recorrendo à equação (3.13),
$$Z = \frac{360}{2} + 60 + 33,8 + \frac{56,2}{2} = 301,9 \text{ mm}$$
.

Recorrendo à equação (3.14), o momento plástico resistente determina-se da seguinte forma:

$$M_{pl,rd} = R_a \times Z = 2580,85 \times 0,3019 = 779,15 \text{ kN.m}$$

De seguida, recorrendo à equação (3.15), o esforço transversal plástico resistente determina-se da seguinte forma:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}} = \frac{35,14 \times 10^{-4} \times 355000}{\sqrt{3}} = 720,35 \text{ kN}$$

Na Tabela 5.2, apresentam-se os momentos plásticos resistentes e esforços transversos plásticos resistentes das vigas em estudo.

Tabela 5.2 - Momento e esforço transversal plástico resistente

Viga	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	$V_{pl,rd}$ (kN)
VG1	779,15	720,35
VG2	694,47	720,35
VG3	294,11	392,29
VG4	279,67	392,29
VG5	665,41	720,35
VG6	578,32	720,35

5.6. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Utilizando a combinação fundamental das ações para determinar a carga a atuar na viga, considere-se os seguintes parâmetros:

Ação permanente,

- $P_{Plaje} = 2,85 \text{ kN/m}^2$;
- $PP \text{ IPE360} = 57,1 \text{ kg/m} = 0,56 \text{ kN/m}$;
- $RCP = 3,0 \text{ kN/m}^2$;

Ação variável,

- $Sobrecarga = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

Largura de influência: $b_{eff} = 2,7 \text{ m}$.

Carga atuante: $P_{ed} = 1,35 \times ((2,85 + 3,0) \times 2,7 + 0,56) + 1,5 \times 3 \times 2,7 = 34,23 \text{ kN/m}$.

5.6.1. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

O momento atuante foi calculado através da carga atuante calculada para o estado limite último.

- $Med = \frac{PL^2}{8} = 499,1 \text{ kN.m}$

Como $M_{pl,rd} = 779,15 \text{ kN.m} \geq Med = 499,1 \text{ kN.m}$, então é verificado a segurança em relação à flexão. Na Tabela 5.3, é apresentada a verificação à flexão relativamente às restantes vigas em estudo.

Tabela 5.3 - Verificação à flexão

Viga	$M_{pl,rd}(\text{kN.m})$	$Med(\text{kN.m})$	$M_{pl,rd} \geq Med$
VG1	779,15	499,1	Verifica!
VG2	694,47	353,37	Verifica!
VG3	294,11	196,07	Verifica!
VG4	279,67	134,25	Verifica!
VG5	665,41	417,48	Verifica!
VG6	578,32	278,83	Verifica!

5.6.2. VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO

O esforço transversal atuante foi calculado através da carga atuante calculada para o estado limite último, ou seja:

- $V_{ed} = \frac{PL}{2} = 184,84 \text{ kN}$

Como $V_{pl,rd} = 720,35 \text{ kN} \geq V_{ed} = 184,84 \text{ kN}$, então é verificado a segurança em relação ao esforço transversal. Na Tabela 5.4, é apresentada a verificação ao esforço transversal relativamente às restantes vigas em estudo.

Tabela 5.4 - Verificação ao esforço transverso

Viga	$V_{pl,rd}$ (kN)	V_{ed} (kN)	$V_{pl,rd} \geq V_{ed}$
VG1	720,35	184,84	Verifica!
VG2	720,35	130,88	Verifica!
VG3	392,29	116,19	Verifica!
VG4	392,29	79,56	Verifica!
VG5	720,35	155,64	Verifica!
VG6	720,35	111,58	Verifica!

Recorrendo à equação (3.19), verifica-se a resistência à encurvadura por esforço transverso da seguinte forma:

- $\frac{334,6}{8} > 72 \times \frac{0,81}{1} = 41,83 < 58,32.$

Portanto, para as vigas mistas que foram calculadas com perfis IPE360 (efetuado acima) e IPE240, não é requerida uma verificação da resistência à encurvadura da alma por esforço transverso.

5.6.3. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA CONEXÃO DE CORTE

Considerando que a nervura da laje mista, com chapa perfilada, está disposta transversalmente à viga de apoio, a resistência da força é calculada utilizando a seguinte equação (3.27):

Assim, para os conectores considerados:

- $f_u=450$ MPa; $b_0=0,083$ m; $n_r=2,0$; $d=19$ mm;
- $h_{sc} - h_p \geq 2d.$

Assume-se assim,

- $h_{sc}=125$ mm; $h_p=60$ mm;

Recorrendo à equação (3.28):

- $kt = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \times \frac{83}{60} \times \left(\frac{125}{60} - 1 \right) = 0,74.$

Tabela 5.5 - Limites superiores kt_{max} para o fator de redução kt (EN 1994-1-1(CEN, 2011))

Número de conectores por nervura	Espessura t da chapa (mm)	Conectores de diâmetro não superior a 20 mm e soldados através das chapas perfiladas de aço	Chapas perfiladas furadas e conectores com diâmetros de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

De acordo com a Tabela 5.5, regulamentarmente o valor a ser utilizado para kt é 0,6, uma vez se atinge o limite máximo de kt e, portanto, este parâmetro foi definido conforme o estipulado pela EN 1994-1-1 (CEN, 2011). Para determinar a resistência dos conectores, considera-se a menor das resistências entre dois modos de rotura possíveis: a rotura no betão ou a rotura no próprio perno.

- Recorrendo à equação (3.24), determina-se a rotura pelo conector:

$$Prd = \frac{0,8 \times fu \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma v} = 81,656 \text{ kN}$$

- Recorrendo à equação (3.25), determina-se a rotura pelo betão:

$$Prd = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{fck \times Ecm}}{\gamma v} = 83,33 \text{ kN}$$

Determinando o valor mínimo, $\min = (81,656; 83,33) = 81,656 \text{ kN}$, conclui-se que a força resistente do conector é dada por:

- $Prd = 0,6 \times 81,656 = 48,99 \text{ kN}$

Na Tabela 5.6, apresentam-se os valores de Prd para as vigas em análise.

Tabela 5.6 - Força resistente do conector nas vigas em estudo

Viga	Prd,1 (kN)	Prd,2 (kN)	kt	kl	Prd (kN)
VG1	81,656	83,33	0,6	-	48,99
VG2	81,656	83,33	0,6	-	48,99
VG3	81,656	83,33	0,75	-	61,24
VG4	81,656	83,33	0,75	-	61,24
VG5	81,656	83,33	-	0,899	73,72
VG6	81,656	83,33	-	0,899	73,72

É importante notar que as vigas VG2 e VG3 possuem apenas um conector e chapas com nervuras dispostas perpendicularmente à viga metálica, enquanto as vigas VG5 e VG6 possuem chapas com nervuras paralelas à viga metálica e apresentam dois conectores nestas.

5.6.4. VERIFICAÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO PARCIAL OU TOTAL

A rasante é proporcional ao esforço transversal, e por ser um cálculo plástico aborda-se através da seguinte metodologia:

- $R/m = \frac{Rc \text{ ou } Ra}{\frac{L}{2}} = \frac{2580,85}{\frac{10,8}{2}} = 477,8 \text{ kN/m}$.

Para se saber a resistência da conexão de corte por metro basta dividir pelo espaçamento entre as nervuras:

- $P/m = Prd/s = \frac{48,99}{0,205} = 238,97 \text{ kN/m}$;
- $\frac{R/m}{P/m} = \frac{477,8}{238,97} = 1,99 \text{ conectores}$.

Grau de conexão:

- $\eta = \frac{2}{1,99} \simeq 1(100\%).$

Logo, pode-se considerar que a viga VG1 tem um grau de conexão total. Na Tabela 5.7, apresentam-se os graus de conexão para as vigas em análise.

Tabela 5.7 - Grau de conexão das restantes vigas em estudo

Viga	Grau de conexão (%)	Parcial/Total	
VG1	100	Total	2 conectores por nervura
VG2	100	Total	2 conectores por nervura
VG3	70	Parcial	1 conector por onda
VG4	70	Parcial	1 conector por onda
VG5	90	Parcial	Espaçamento de 0,2m em 0,2 m, com 2 conectores
VG6	100	Total	Espaçamento de 0,2m em 0,2 m, com 2 conectores

5.6.5. Cálculo da armadura de corte longitudinal

O ângulo θ que as escoras de compressão fazem com o eixo da viga, conforme especificado na cláusula 6.2.4 da EN 1992-1-1 (CEN, 2010a), está compreendido entre:

- banzo de betão à compressão - ($45^\circ \geq \theta \geq 26,5^\circ$);
- banzo de betão à tração - ($45^\circ \geq \theta \geq 38,6^\circ$).

Considerando, $Prd = 48,99 \text{ kN}$ e $b = 205 \text{ mm}$ (espaçamento entre nervuras), a armadura transversal por unidade de comprimento $\frac{A_{sf}}{sf}$ determina-se pela equação (3.31).

Recorrendo à equação (3.32), para impedir o esmagamento das escoras comprimidas no banzo, deverá ser satisfeita a seguinte condição:

- $v_{ed} \leq 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 20000 \times \text{sen}(26,6) \times \text{cos}(26,6) = 4227,86 \text{ kN}$

Considerando $h_f = 9 \text{ cm}$ (comprimento da linha de rotura):

- $V_{rd,max} = 4227,86 \times 0.09 = 380 \text{ kN/m}$

A armadura de corte foi dimensionada para a força de corte longitudinal referente aos conectores.

- $V_{ed} = \frac{Prd \times n}{s} = \frac{48,99 \times 2}{0,205} = 477,49 \text{ kN/m}$

Tendo em conta a simetria da viga, a força de corte atuante na superfície de corte é:

- $V_{ed,1} = \frac{V_{ed}}{2} = 238,75 \text{ kN/m}$

Assim sendo foi considerado a armadura de corte indicada abaixo:

- $\frac{A_{sf}}{sf} \geq \frac{238,75}{2 \times 43,5} = 2,7 \text{ cm/m}^2$

Na Tabela 5.8, a armadura de corte é apresentada para as vigas em análise.

Tabela 5.8 - Armadura de corte nas restantes vigas em estudo

Viga	$\frac{A_{sf}}{sf} \text{ (cm/m}^2\text{)}$
VG1	2,7
VG2	3,43
VG3	1,72
VG4	2,89
VG5	2,1
VG6	2,54

5.7. Verificação do Estado Limite de Serviço

No Estado Limite de Serviço (ELS), o foco principal está na prevenção da formação de fissuras, no controle das deformações e no controlo de vibrações. Nesse contexto, é utilizada uma análise elástica de acordo com a EN 1994-1-1 (CEN, 2011).

5.7.1. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

Como foi abordado anteriormente, este tópico é um ponto sensível em termos de perceção. Considerado o presente caso, a armadura longitudinal para o controlo de fendilhação será 0,2% da área de betão, para uma construção não escorada.

- $A_s = 0,002A_c = 0,002 \times 2,7 \times 0,09 = 0,000486 \text{ m}^2/\text{m} = 4,86 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na Tabela 5.9, apresentam-se as armaduras longitudinais para controlo de fissuração nas vigas em análise.

Tabela 5.9 - Armadura longitudinal para controlo de fendilhação

Vigas	$A_s \text{ (cm}^2/\text{m)}$
VG1	4,86
VG2	2,43
VG3	4,86
VG4	2,43
VG5	15,8
VG6	9,72

5.7.2. Verificação da deformação

5.7.2.1. Propriedades da secção

Para calcular inercia e centro de gravidade de cada secção mista considere-se:

- $t_{0,RCP}$ (30dias);
- $t_{0,Q}$ (90dias);
- $t_{0,\varepsilon_{cs}}$ (3dias);
- t_0 (instantâneo).

A resolução para o exemplo da viga VG1 (IPE360) é exposta de seguida.

- $t_{0,RCP}$ (30dias)

Através de um excel de cálculo do coeficiente de fluência, foram introduzidos os seguintes dados para obtenção do mesmo:

- Betão C30/37; Classe R; idade do betão no início da retração por secagem=3dias; RH=50%; t_{∞} =20000 dias; idade do betão à data do carregamento do RCP=30 dias; Temperatura=20 °C;
- $h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 0,114}{1} = 0,228$;

sendo:

- A_c – área da laje para 1 metro de largura;
- u – superfície exposta, normalmente 1.

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 30) = 2,213$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 30)) = \frac{210}{33} (1 + 1,1 \times 2,213) = 21,85$;
- Centro de gravidade = 157,67 mm (a partir da fibra superior do betão);
- Inercia(cm^4) = 52725,7 cm^4 .

- $t_{0,Q}$ (90dias)

Com o auxílio do programa para o cálculo do coeficiente de fluência foram introduzidos os dados do caso anterior exceto:

- Idade do carregamento da carga Q=90 dias;

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 90) = 1,827$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 90)) = \frac{210}{33} (1 + 1,1 * 1,827) = 19,15$;
- Centro de gravidade = 148,82mm;
- Inercia(cm^4) = 54666,4 cm^4 .

- $t_{0,\varepsilon_{cs}}$ (3dias)

Com o auxílio do programa para o cálculo do coeficiente de fluência, foram introduzidos os dados do caso anterior exceto:

- Idade do carregamento da carga ε =3dias;

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 3) = 2,937$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 3)) = \frac{210}{33} (1 + 0,55 \times 2,937) = 16,64$;
- *Centro de gravidade* = 139,74mm;
- *Inercia*(cm⁴) = 56677,1cm⁴.

- t_0 (instantâneo)

Não existe fluência inicialmente, logo:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210}{33} = 6,36$
- *Centro de gravidade* = 90,58 mm;
- *Inercia*(cm⁴) = 68453,8 cm⁴.

Nas Tabelas 5.10 a 5.15, apresentam-se as propriedades das seções homogeneizadas para as vigas em análise.

Tabela 5.10 - Propriedades da seção homogeneizada da VG1

VG1	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
<i>Centro de gravidade</i> (mm)	157,67	148,82	139,74	90,58
<i>Inercia</i> (cm ⁴)	52725,7	54666,4	56677,1	68453,8

Tabela 5.11 - Propriedades da seção homogeneizada da VG2

VG2	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
<i>Centro de gravidade</i> (mm)	202,21	192,86	182,85	120,17
<i>Inercia</i> (cm ⁴)	43146,3	45140,5	47281,6	61116,5

Tabela 5.12 - Propriedades da seção homogeneizada da VG3

VG3 (IPE240)	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
<i>Centro de gravidade</i> (mm)	126,01	119,3	112,49	75,7
<i>Inercia</i> (cm ⁴)	17028,3	17684,7	18365,0	22487,7

Tabela 5.13 - Propriedades da secção homogeneizada da VG4

VG4 (IPE240)	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
Centro de gravidade (mm)	160,27	152,85	145,0	97,71
Inercia (cm ⁴)	13796,3	14484,5	15218,4	19912,3

Tabela 5.14 - Propriedades da secção homogeneizada da VG5

VG5	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
Centro de gravidade (mm)	206,5	197,2	187,2	123,59
Inercia (cm ⁴)	42234,0	44214,7	46349,5	60325,2

Tabela 5.15 - Propriedades da secção homogeneizada da VG6

VG6	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECS}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	21,85	19,15	16,64	6,36
Centro de gravidade (mm)	244,23	236,12	227,07	159,99
Inercia (cm ⁴)	34252,3	35963,3	37873,5	52220,8

5.7.2.2. Deformações

O dimensionamento das flechas está intrinsecamente ligado ao método construtivo, já que durante a fase de construção as cargas são suportadas principalmente pelo perfil de aço, enquanto na fase final, a seção mista assume a maior parte das cargas.

Cálculo da deformação a tempo infinito:

- Peso-próprio (PP);

$$P = pp_{laje} + pp_{viga} = 2,85 \times 2,7 + 0,56 = 8,3 \text{ kN/m};$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_a = 16266 \text{ cm}^4 \text{ (Inércia da viga metálica);}$$

$$\text{Vão da viga} = 10,8 \text{ m};$$

$$\delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,3 \times 10,8^4}{384 \times 34158,6} = 0,043 \text{ m};$$

- Restantes cargas permanentes (RCP):

$$P = 3 \times 2,7 = 8,1 \text{ kN/m};$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_{m,30} = 52725,7 \text{ cm}^4;$$

$$\text{Vão da viga} = 10,8 \text{ m};$$

$$\delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,1 \times 10,8^4}{384 \times 110723,9} = 0,01296 \text{ m};$$

- Sobrecarga (Q):

- $\Psi_2 Q$ (quase – permanente):

$$P = 0,3 \times 3 = 0,9 \text{ kN/m};$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_{m,90} = 54666,4 \text{ cm}^4;$$

$$\text{Vão da viga} = 10,8 \text{ m};$$

$$\delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,9 \times 10,8^4}{384 \times 114799,4} = 0,00139 \text{ m};$$

- $Q(1 - \Psi_2)$ (instantânea):

$$P = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ kN/m};$$

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_{m,0} = 68453,8 \text{ cm}^4;$$

$$\text{Vão da viga} = 10,8 \text{ m};$$

$$\delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \times 2,1 \times 10,8^4}{384 \times 143752,9} = 0,00259 \text{ m};$$

- Retração do betão (ϵ_{cs}):

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_{m,3} = 56677,1 \text{ cm}^4;$$

$$\text{Vão da viga} = 10,8 \text{ m};$$

$$M = F \times b;$$

Em que:

b – Distância da linha do eixo neutro ao ponto de aplicação da carga;

$$F = \epsilon * \frac{E_{cm}}{1 + \Psi\phi(\infty, 3)} \times A_c = 325 * 10^{-6} \times \frac{33 \times 10^6}{1 + 0,55 \times 2,937} \times 2,7 \times 0,09 = 996,5 \text{ kN};$$

$$M = F \times b = 966,5 \times 0,095 = 91,8175 \text{ kN/m};$$

$$\delta = \frac{ML^2}{384EI} = \frac{91,8175 \times 10,8^2}{8 \times 119021,9} = 0,0112\text{m};$$

Logo, o deslocamento total máximo é dado por:

- $\delta_{\max} = 0,043 + 0,01296 + 0,00139 + 0,00259 + 0,0112 - 0,06$ (contra flecha) = $0,01114 \text{ m};$
- $\frac{10800}{11,14} = 970$ ou seja $\frac{L}{970} < \frac{L}{250}$.

Assim, pode-se concluir que esta deformação respeita os valores limite abordados no Eurocódigo quando considerada uma contra flecha na construção da viga. Na Tabela 5.16, apresentam-se as deformações para as vigas em análise.

Tabela 5.16 - Verificação da deformação nas restantes vigas em estudo e suas contra flechas

Viga	Contra Flecha (mm)	δ_2 (L/300)	δ_{\max} (L/250)
VG1	60	L/427	L/970
VG2	60	L/489	L/7819
VG3	30	L/531	L/446
VG4	30	L/595	L/3129
VG5	0	L/700	L/1463
VG6	0	L/1718	L/833

5.7.3. Controlo da vibração

Cálculo da deformação das cargas permanentes mais 10% das sobrecargas.

- $PP = pp_{laje} + pp_{viga} = 2,85 \times 2,7 + 0,56 = 8,3 \text{ kN/m};$
- $P_{RCP} = 3 \times 2,7 = 8,1 \text{ kN/m};$
- $10\%P_Q = 0,81 \text{ kN/m};$
- $\Sigma P = 8,3 + 8,1 + 0,81 = 17,21 \text{ kN/m}$
- $E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2;$
- $I_{m,to} = 68453,8 \text{ cm}^4;$
- $V\tilde{a}o \text{ da viga} = 10,8 \text{ m};$

$$\delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \times 17,21 \times 10,8^4}{384 \times 143752,9} = 0,0217 \text{ m};$$

De seguida, calcula-se a frequência com base nesta deformação, recorrendo à equação (3.45):

- $f = \frac{17,75}{\sqrt{21,7}} = 3,81 \text{ Hz}$

Assim, a frequência fundamental da viga mista é superior aos valores de referência mencionados anteriormente (3Hz). Na Tabela 5.17, apresentam-se as frequências das vigas em estudo.

Tabela 5.17 - Frequências das restantes vigas em estudo

Vigas	Frequências (Hz)
VG1	3,81
VG2	4,10
VG3	5,64
VG4	6,08
VG5	8,79
VG6	9,70

5.8. SOLUÇÃO FINAL DO PAVIMENTO COM VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS

Como foi mencionado anteriormente, foi tomada como referência a viga VG1, para a resolução analítica e dimensionamento neste capítulo. Considerando os cálculos e resultados apresentados, obtiveram-se as seguintes secções para as vigas-tipo em estudo:

- VG1 - IPE360;
- VG2 - IPE360 (viga de bordo);
- VG3 - IPE240;
- VG4 - IPE240 (viga de bordo);
- VG5 - IPE360 (viga coletora);
- VG6 - CB IPE360 (viga coletora de bordo);

Na Figura 5.4, apresenta-se a planta estrutural do piso analisado, pertencente ao edifício de referência.

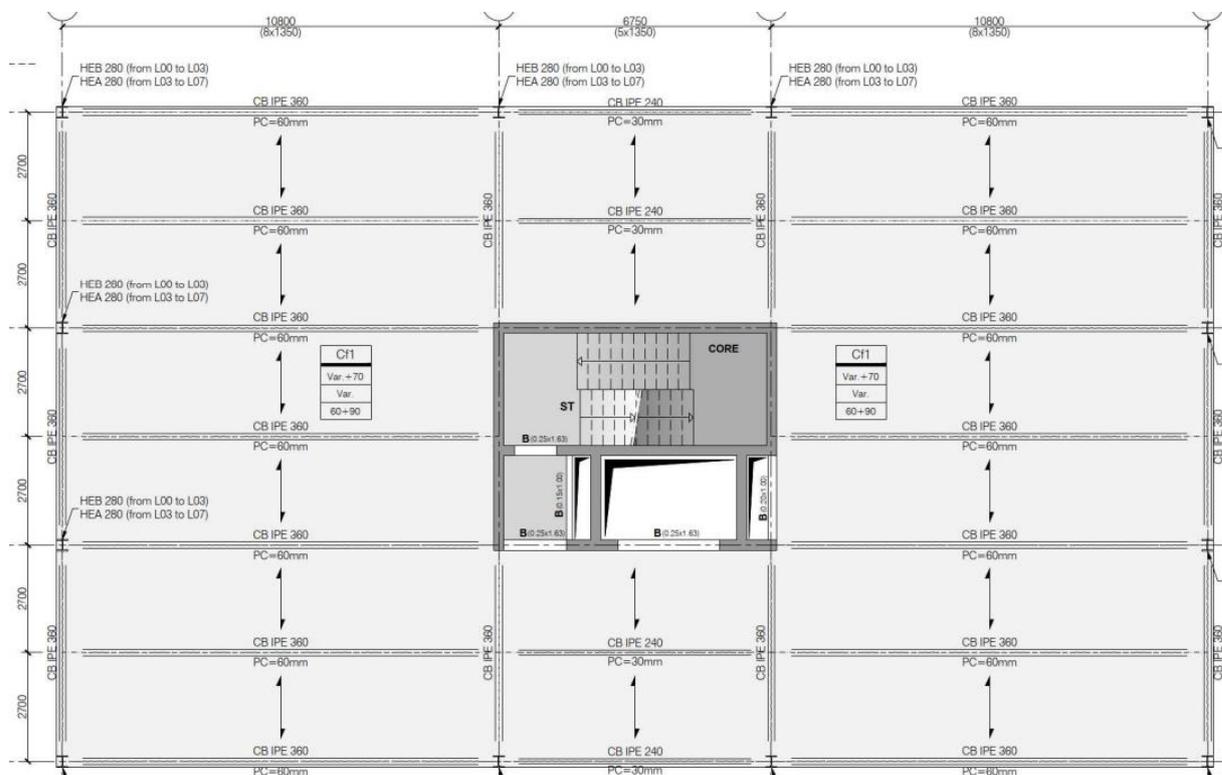


Figura 5.3 - Solução do pavimento com vigas mistas simplesmente apoiadas

5.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo 5, abordou-se o dimensionamento e análise da solução com vigas mistas simplesmente apoiadas, tendo em conta todas as verificações necessárias. Através dos resultados obtidos, pode-se concluir que o piso será composto por vigas mistas com perfis metálicos IPE360 e IPE240, juntamente com uma laje de betão de 150 mm.

No Capítulo 6, desenvolvem-se cálculos equivalentes com vista ao dimensionamento de uma solução de vigas mistas contínuas.

6

DIMENSIONAMENTO DO PISO COM VIGAS MISTAS CONTÍNUAS

6.1. Dimensionamento da laje mista

As lajes mistas com uma solução de vigas contínuas são projetadas usando as fichas do fabricante (OFeliz), como já foi feito para o caso das vigas mistas simplesmente apoiadas (secção 5.1). Sendo a carga igual, a solução para a laje será conseqüentemente idêntica.

6.2. PARTICULARIDADES DO SISTEMA CONTÍNUO

As vigas mistas contínuas são parte de um sistema estrutural que inclui apoios intermédios, como vigas ou pilares. Nas vigas mistas contínuas, o perfil de aço da viga pode ser contínuo sobre os apoios internos ou ligado ao perfil do vão adjacente por meio de ligações rígidas ou semirrígidas. Estas vigas contínuas oferecem diversas vantagens em comparação com as simplesmente apoiadas (Johnson, 2004), a saber:

- Proporcionam uma relação maior entre o vão e a altura da viga para um mesmo deslocamento, resultando em flechas menores;
- Permitem um melhor controlo da fissuração na superfície superior da laje próxima aos apoios internos, devido à presença da armadura longitudinal, o que não restringe o uso de acabamentos de piso mais rígidos;
- Têm uma frequência de vibração, tornando-a menos suscetíveis a vibrações causadas pelo movimento de pessoas;
- Podem resultar numa considerável redução do peso da estrutura e, conseqüentemente, dos custos.

Por outro lado, apresentam algumas desvantagens, nomeadamente:

- Requerem cálculos mais elaborados do que as vigas simplesmente apoiadas;
- Os carregamentos num vão da viga podem causar efeitos nos vãos adjacentes;
- A rigidez e a resistência à flexão variam ao longo do vão devido à fissuração do betão na região de momento negativo e à interferência das vigas adjacentes;
- A fissuração no betão é influenciada pela sequência da construção da laje, pelo escoramento da viga e por efeitos como temperatura, retração e deslizamento longitudinal na interface dos materiais;
- Estes fenómenos, juntamente com a deformação lenta do betão, dificultam a determinação precisa das flechas e da distribuição de momentos ao longo da viga.

Exemplificando para VG1:

Vão extremo,

- $L_e = 0,85 \times 10,8 = 9,18$ m; $L_{viga} = 10,8$ m;
- $b_{ei} = L_e/8 = 9,18/8 = 1,1475$ m (quer à esquerda, quer à direita);
- $b_{eff} = 1,1475 + 1,1475 + 0 = 2,295$ m.

Vão central,

- $L_e = 0,85 \times 6,75 = 5,7375$ m; $L_{viga} = 6,75$ m;
- $b_{ei} = L_e/8 = 5,7375/8 = 0,717188$ m (quer à esquerda, quer à direita);
- $b_{eff} = 0,717188 + 0,717188 + 0 = 1,4343$ m.

6.5. Cálculo da envolvente de momentos da viga em estudo

6.5.1. PROPRIEDADES DA SECÇÃO

Para as condições do problema, a inércia, a área e o centro de gravidade de cada secção mista (vão extremo e vão central) devem ser determinados sabendo que:

- $t_{0,RCP}$ (30dias);
- $t_{0,Q}$ (90dias);
- $t_{0,ECs}$ (3dias);
- t_0 (instantâneo).

Iniciando por:

- $t_{0,RCP}$ (30dias)

Através de um excel de cálculo do coeficiente de fluência, foi assim introduzido os seguintes dados para obtenção do mesmo:

- Betão C30/37; Classe R; idade do betão no início da retração por secagem=3 dias; RH=50%; $t_{\infty}=20000$ dias; idade do betão á data do carregamento do RCP=30 dias; Temperatura=20 °C;
- $h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 0,114}{1} = 0,228$;

sendo:

- A_c – área da laje para 1 metro de largura;
- u – superfície exposta, normalmente 1;

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 30) = 2,213$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 30)) = \frac{210}{33} (1 + 1,1 \times 2,213) = 21,85$.

Tal como calculado para a solução simplesmente apoiada:

Vão extremo,

- Centro de gravidade = 31,25 cm (a partir da fibra inferior do aço);
- Área = 148,32 cm²
- Inércia(cm⁴) = 31290,38 cm⁴;

Vão central,

- *Centro de gravidade* = 28,34 cm;
- *Área* = 112,88 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 27066,33 cm⁴;

- $t_{0,Q}$ (90dias)

Com o auxílio do programa para o cálculo do coeficiente de fluência foram introduzidos os dados do caso anterior exceto:

- Idade do carregamento da carga Q=90 dias;

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 90) = 1,827$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 90)) = \frac{210}{33} (1 + 1,1 \times 1,827) = 19,15$

Tal como calculado para a solução simplesmente apoiada:

Vão extremo,

- *Centro de gravidade* = 31,97 cm;
- *Área* = 160,9 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 31368,6 cm⁴;

Vão central,

- *Centro de gravidade* = 29,17 cm;
- *Área* = 121,13 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 28257,17 cm⁴;

- $t_{0,\varepsilon_{cs}}$ (3dias)

Com o auxílio do programa para o cálculo do coeficiente de fluência foram introduzidos os dados do caso anterior exceto:

- Idade do carregamento da carga $\varepsilon=3$ dias;

Assim foi calculado $\varphi(\infty, 3) = 2,937$. Em função deste valor e dos parâmetros do problema:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} \times (1 + \Psi_L \times \varphi(\infty, 3)) = \frac{210}{33} (1 + 0,55 \times 2,937) = 16,64$

Tal como calculado para a solução simplesmente apoiada:

Vão extremo,

- *Centro de gravidade* = 32,78 cm;
- *Área* = 177,9 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 33602,1 cm⁴;

Vão central,

- *Centro de gravidade* = 30,05 cm;
- *Área* = 131,39 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 29540,25 cm⁴.

- t_0 (instantâneo)

Não existe fluência inicialmente, logo:

- $n_L = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210}{33} = 6,36$

Tal como calculado para a solução simplesmente apoiada:

Vão extremo,

- *Centro de gravidade* = 36,86cm;
- *Área* = 377,8 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 40550,54cm⁴;

Vão central,

- *Centro de gravidade* = 35,15cm;
- *Área* = 256,76 cm²
- *Inercia*(cm⁴) = 37383,84cm⁴.

Na Tabela 6.1, apresenta-se o sumário dos valores calculados para a viga VG1.

Tabela 6.1 - Propriedades da secção homogeneizada da VG1

VG1					
	Vão	$t_{0,RCP}$ (30dias)	$t_{0,Q}$ (90dias)	$t_{0,ECs}$ (3dias)	t_0 (instantâneo)
n_L	Extremo	21,85	19,15	16,64	6,36
	Central	21,85	19,15	16,64	6,36
<i>Centro de gravidade</i> (mm)	Extremo	312,5	319,7	327,8	368,6
	Central	283,4	31368,6	300,5	351,5
<i>Inercia</i> (cm ⁴)	Extremo	31290,4	291,7	33602,1	40550,54
	Central	27066,3	28257,17	29540,25	37383,84

6.5.2. ZONA FENDILHADA

O objetivo do cálculo das tensões ao longo da viga é saber em que zonas estas são superiores a $2f_{ctm}$. Segundo a cláusula 5.4.2.3(2) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), onde as tensões são superiores a este limite, considera-se a secção como fendilhada. Com o objetivo de realizar esta verificação, analisa-se a estrutura considerando uma combinação característica de ações que tem em conta os seguintes casos de carga:

- Peso-próprio do aço;
- Peso-próprio do betão;
- RCP a tempo infinito;
- Q a tempo infinito tendo em conta alternância de carga e a sua envolvente;
- Retração.

Para esta análise, usou-se o programa de cálculo *Robot Structural Analysis* para determinar os esforços relacionados com os casos de carga mencionados. Para o desenvolvimento do modelo de cálculo foram usadas as secções mistas calculadas anteriormente para cada caso de carga, com as propriedades determinadas a tempo infinito (Figura 6.3).

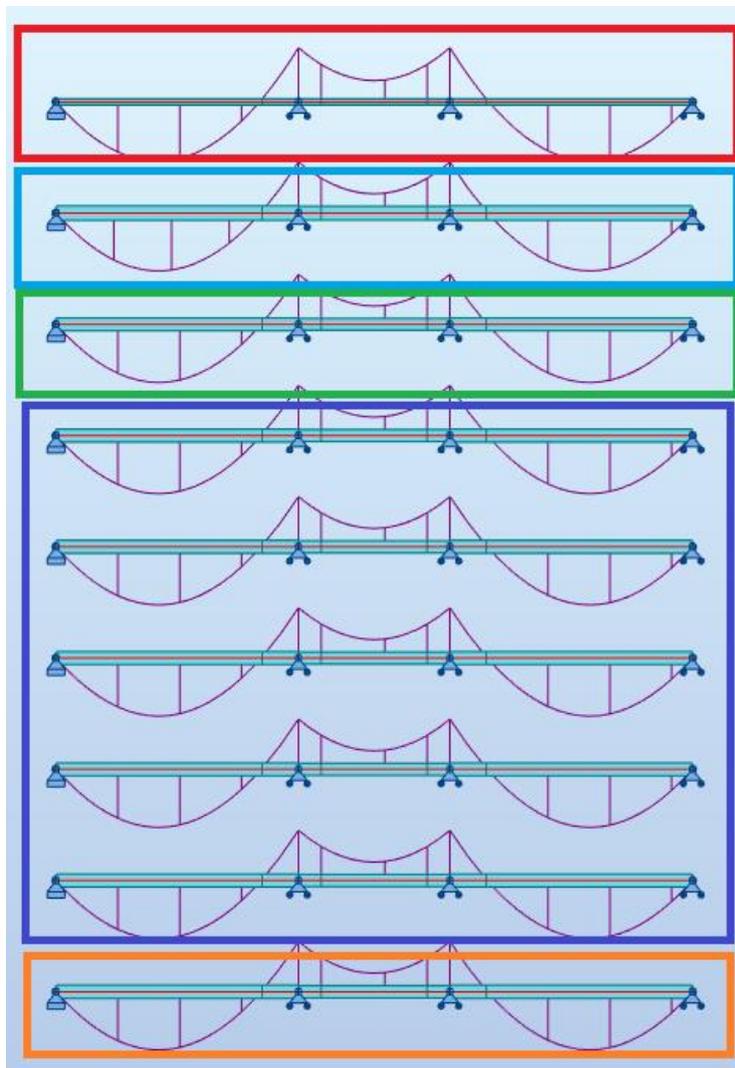


Figura 6.3 - Modelo *Robot* para cálculo da zona fissuração

Na Figura 6.3, apresentam-se os modelos utilizados para o cálculo das zonas fissuradas, subdividido em vários casos de carga dependendo das secções mistas, a saber:

- Modelo para o Peso próprio do aço e betão (vermelho) (carga aplicado do peso-próprio do aço (calculado automaticamente pelo programa) mais peso-próprio do betão (7,7 kN/m));
- Modelo a tempo zero, apesar de não ter sido utilizado e servindo para referência (azul-claro) (carga aplicado da RCP (8,1 kN/m) mais Q (8,1 kN/m));
- Modelo para as RCP a tempo infinito (verde) (carga aplicado da RCP (8,1 kN/m));
- Modelo para as diferentes alternâncias de Q (azul-escuro) (carga aplicado da Q (8,1 kN/m));
- Modelo para a retração) (carga aplicado da retração).

As cargas aplicadas no programa *Robot* foram abordadas no Capítulo 4, excetuando o caso da retração. Atendendo às condições do problema:

Vão extremo,

- $F_c = 325 \times 10^{-6} \times \frac{33 \times 10^6}{1 + 0,55 \times 2,937} \times 0,09 \times 2,295 = 847,018 \text{ kN};$
- $M = F_c \times b = 847,018 \times 0,0772 = 65,4028 \text{ kN.m};$

Sendo:

- F_c - força axial de retração;
- B - distância do centro de gravidade da secção ao centro de aplicação de F_c ;
- M - momento gerado pela retração.

Vão central,

- $F_c = 325 \times 10^{-6} \times \frac{33 \times 10^6}{1 + 0,55 \times 2,937} \times 0,09 \times 1,4343 = 529,359 \text{ kN};$
- $M = F_c \times b = 529,359 \times 0,1045 = 55,318 \text{ kN.m}.$

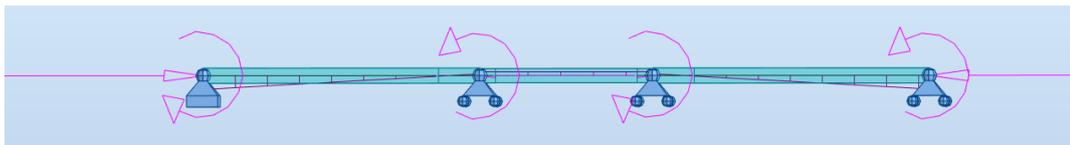


Figura 6.4 - Modelo de retração no *Robot*

De seguida, calcularam-se as tensões para os diferentes casos de carga, tendo em conta também o somatório de todas as tensões e a comparação com $2f_{ctm}$ (5,8 MPa) (Figura 6.5).

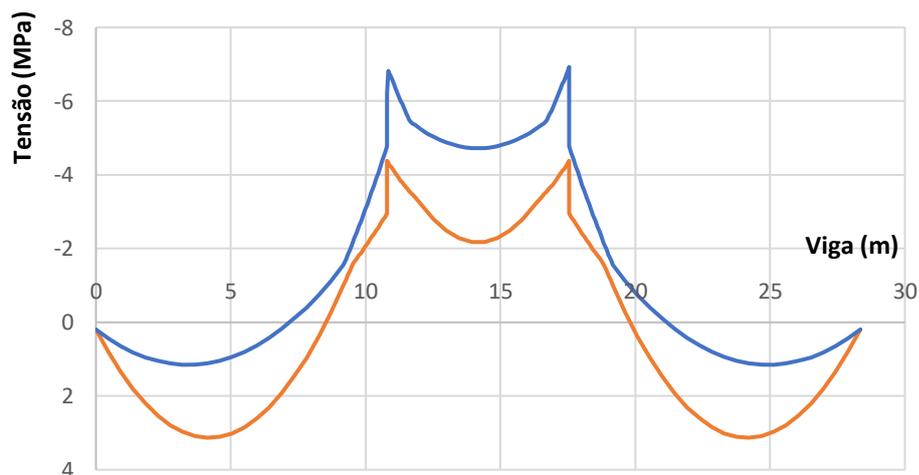


Figura 6.5 - Envolventes Máxima e Mínima de tensões na viga

Atendendo aos resultados, pode-se então considerar que a zona fendilhada é aquela onde a tensão na secção é superior a 5,8 MPa, como assinalado na Figura 6.6.

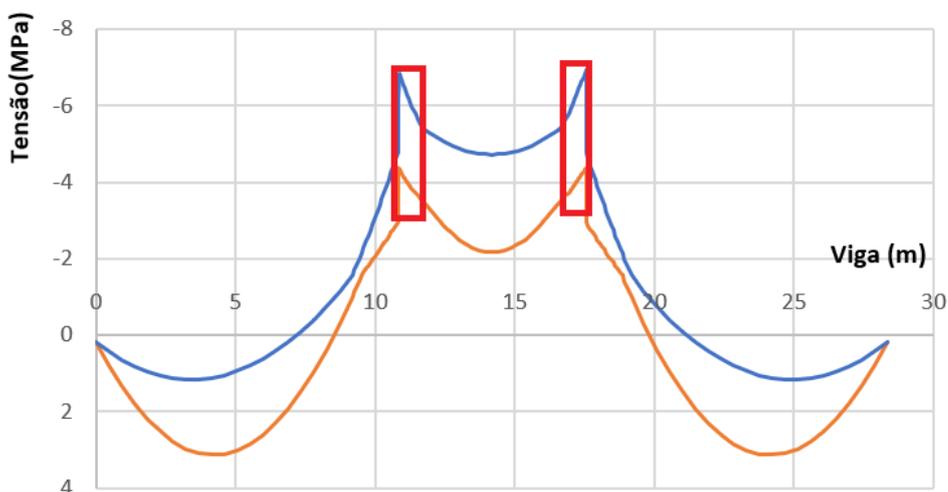


Figura 6.6 - Zonas fissuradas

Como se pode constatar pelos resultados obtidos, a zona fendilhada encontra-se somente no vão central, algo que merece uma reflexão. Estes resultados podem justificar-se devido à simplificação feita no cálculo da largura efetiva, pois se se tivesse calculado este parâmetro de forma mais pormenorizada admite-se que haveria zona fendilhada quer à esquerda quer à direita dos apoios centrais.

6.5.3. Envolvente de momentos da viga em estudo

Sabendo que só existe zona fissurada no tramo central, adota-se uma largura efetiva simplificada tendo em conta as propriedades da secção fissurada sobre o apoio (Figura 6.7).



Figura 6.7 - Largura efetiva na zona fissurada

A largura efetiva $b_{eff,2}$ obtém-se por:

- $L_e = 0,25 \times (L1 + L2) = 0,25 \times (10,8 + 6,75) = 4,38 \text{ m};$
- $\frac{L_e}{8} = 0,548 \text{ m};$
- $b_{eff,2} = 0,548 + 0,548 = 1,096 \text{ m};$

Considerando que existem 5 varões de 10 mm e 5 varões de 12 mm espaçados de 10 mm na zona dos apoios (zona fissurada):

- *Centro de gravidade* = 18,95 cm;

- $Inercia(cm^4) = 13916,47 cm^4$;
- $Area = 63,39 cm^2$

Depois de analisar a zona fissurada, substitui-se no *Robot* as secções correspondentes por secções com as propriedades calculadas acima (Figura 6.8).

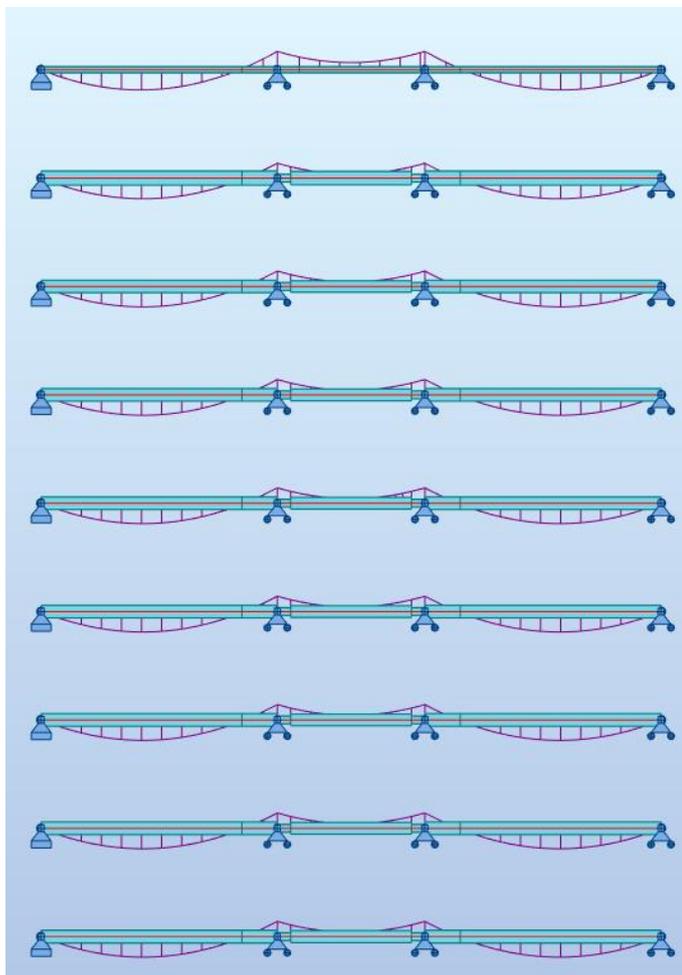


Figura 6.8 - Introdução das zonas fissuradas nos modelos

Para estas condições, considerou-se o somatório dos momentos dos diferentes modelos, calculados com base no peso próprio do aço e do betão, das RCP a tempo infinito, da retração e das envolventes máxima e mínima da sobrecarga. Assim, obteve-se o gráfico apresentado na Figura 6.9.

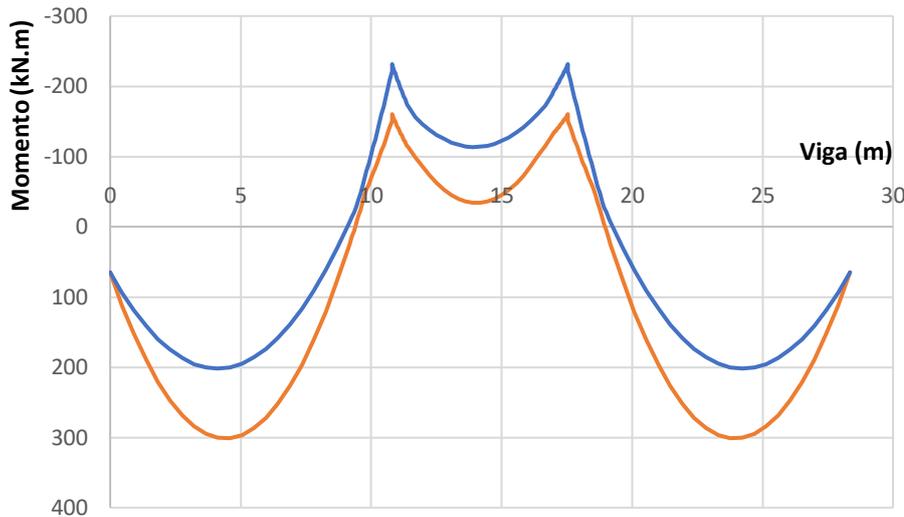


Figura 6.9- Diagrama de momentos finais da viga (envolventes em combinação característica)

6.6. DETERMINAÇÃO DAS CLASSES DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Para o problema em estudo, analisa-se a secção sobre o apoio interno por ser a mais desfavorável, apresentando-se de seguidas todos os valores e cálculos relevantes.

- $f_y = 355 \text{ MPa}$;
- $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$,

Banzo inferior:

- $\frac{c}{t} = \frac{56,5}{10,7} = 5,28 \leq 9\epsilon = 9 \times 0,814 = 7,3$ (Banzo Classe 1),

Alma:

Cálculo do eixo neutro:

- Força máxima de tração na armadura longitudinal, R_s :

$$R_s = 958,186 \times 435 \times 10^{-3} = 416,8 \text{ kN}$$
- Força máxima de compressão no perfil de aço, R_a :

$$R_a = 5380 \times 355 \times 10^{-3} = 1909,9 \text{ kN}$$
- Força máxima de compressão na alma do perfil, R_w :

$$R_w = 2170 \times 355 \times 10^{-3} = 770,35 \text{ kN}$$

Como $R_c \leq R_a$ e $R_s \leq R_w$, então o eixo neutro plástico encontra-se na alma do perfil, como representado esquematicamente na Figura 6.10.

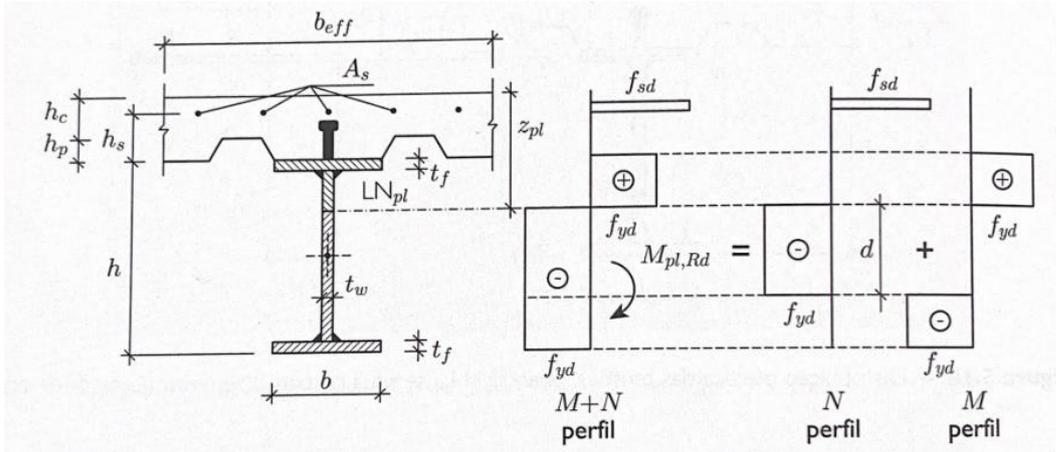


Figura 6.10 -Distribuição plástica das tensões quando eixo neutro se situa na alma do perfil

Para este caso:

- $d = \frac{R_s}{t_w \times f_{yd}} = \frac{416,8 \times 10^3}{7,1 \times 355} = 165,36 \text{ mm};$
- $z_{pl} = h_p + h_c + \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{2}\right) = 60 + 90 + \left(\frac{300}{2} - \frac{165,36}{2}\right) = 217,32 \text{ mm}.$

(z_{pl} é a distância vertical da parte de cima da laje á linha do eixo neutro plástico).

Comprimento da alma à compressão é dado por:

- $450 - 217,32 - 10,7 = 221,98 \text{ mm};$
- $\alpha = \frac{221,98}{300 - (2 \times 10,7)} = 0,796.$

O valor limite para a classe 2 é obtido por:

- $\alpha > 0,5$
- $\frac{c}{t} \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \times 0,814}{13 \times 0,796 - 1} = 41,25;$
- $\frac{c}{t} = \frac{300 - (2 \times 10,7)}{7,1} = 39,23 < 41,25;$

Assim, a alma é de Classe 2, condicionado a classificação da secção como de Classe 2.

De seguida, estuda-se a secção a meio vão. A secção transversal é de classe 1 já que o eixo neutro plástico se localiza no banzo de betão, $R_c > R_a$.

- Força máxima de compressão no banzo de betão, R_c :

$$R_c = 1096 \times 150 \times 0,85 \times 20 \times 10^{-3} = 2794,8 \text{ kN}.$$

Para o cálculo do braço Z, recorre-se inicialmente à equação (3.12):

- $z_{pl} = \frac{R_a}{0,85 \times f_{cd} \times b_{eff}} = 0,04161 \text{ m} = 4,161 \text{ cm}.$

Recorrendo posteriormente à equação (3.13):

- $Z = \frac{300}{2} + 60 + 48,39 + \frac{41,61}{2} = 279,195 \text{ mm}.$

6.7. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

6.7.1. CONTROLO DE FENDILHAÇÃO DO BETÃO

O controlo de fendilhação para a viga mista na zona do apoio interno verifica-se atendendo a que esta pertence a uma classe de exposição XC3, sendo o valor recomendado para o limite de largura de fendas 0,3 mm. Para os cálculos seguintes, considere-se a largura efetiva $b_{\text{eff},2} = 1,096 \text{ m}.$

Recorrendo à equação (3.40):

- $k_c = \frac{1}{1 + \frac{hc}{2z_0}} + 0,3 \leq 1 \Leftrightarrow k_c = \frac{1}{1 + \frac{150}{2 \times 53,5}} + 0,3 = 0,716$

Para o cálculo do k_c , como simplificação, usa-se a secção a meio vão da viga mista com propriedades determinadas a tempo zero, ou seja, as propriedades da secção não fendilhada, seguindo a cláusula 7.4.2(1) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011).

- $k = 0,8;$
- $k_s = 0,9;$
- $f_{ct}, eff = 3 \text{ MPa};$
- Como a viga tem varões de 10 e 12 e $w_k = 0,3 \text{ mm}$, o $\sigma_s = 280 \text{ N/mm}^2.$
- $A_{ct} = 90 \times 1096 = 98640 \text{ mm}^2;$

Recorrendo à equação (3.39), calcula-se a armadura mínima:

- $A_s = 0,9 \times 0,716 \times 0,8 \times \frac{3 \times 98640}{280} = 544,831 \text{ mm}^2;$

Assim, adota-se uma área da armadura constituída por 5 varões de 10 e 5 varões de 12:

$$5 \times \pi \times 5^2 + 5 \times \pi \times 6^2 = 958,186 \text{ mm}^2 \geq 544,831 \text{ mm}^2;$$

De acordo com a cláusula 5.5.1 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), a área mínima da armadura para que esta possa ser considerada no cálculo da resistência plástica da secção é dada por:

- $A_s \geq \rho_s \times A_c;$
- $\rho_s = \delta \times \frac{f_y \times f_{ctm}}{235 \times f_{yk}} \times \sqrt{k_c} = 1 \times \frac{355 \times 2,9}{235 \times 500} \times \sqrt{0,716} = 0,007414;$
- $A_s \geq 0,007414 \times 98640 = 731,31 \text{ mm}^2 \leq 958,186 \text{ mm}^2;$

Seguindo a cláusula 7.4.3 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), a verificação do diâmetro dos varões e do seu espaçamento pode ser feito controlando σ_s . Admitindo uma combinação quase-permanente (cqp):

- $M_{c.q.p} = M_{RCP} + 0,3 \times M_Q = 63,71 + 0,3 \times 63,71 = 82,82 \text{ kN.m};$

Sendo, estes esforços retirados dos modelos de cálculo, a tempo zero para RCP e Q na zona do apoio interno. Assim:

- $\sigma_{s,0} = \sigma_{s,0} = \frac{M_{cqp}}{I} \times z = \frac{82,82}{13916,47 \times 10^{-8}} \times 0,2255 = 134 \text{ MPa};$

Em que,

- Inércia fissurada;

- z - distância do centro de gravidade da secção ao centro dos varões.

Recorrendo à equação (3.44):

$$\bullet \quad \alpha_{st} = \frac{A \times I}{A_a \times I_a} = \frac{63,39 \times 13916,47}{53,80 \times 8356} = 1,96; \quad (3.44)$$

Em que,

- A, I – respetivamente, área e momento de inércia da secção mista efetiva desprezando o betão tracionado e das chapas perfiladas, caso existam;
- A_a, I_a – respetivamente, área e momento de inércia da secção de aço estrutural (IPE).

Determinando-se a taxa de armadura:

$$\bullet \quad \rho_s = \frac{958,186}{98640} = 0,0097;$$

Recorrendo de seguida à equação (3.43):

$$\bullet \quad \Delta\sigma_s = \frac{0,4 \times 2,9}{1,97 \times 0,0097} = 60 \text{ MPa};$$

Obtém-se a tensão σ_s , recorrendo por fim à equação (3.39):

$$\bullet \quad \sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 134 + 60 = 194 \text{ MPa} \approx 200 \text{ MPa};$$

Atendendo aos resultados obtidos, conclui-se através da comparação com os Quadros 7.1 e 7.2 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011) que o máximo espaçamento permitido é 250 mm entre varões e o máximo diâmetro dos varões é 25 mm. Adotando os 5 varões de 10 e os 5 varões de 12 com espaçamento de 100 mm considerado anteriormente, pode-se concluir que todas as exigências normativas são cumpridas.

6.7.2. VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO

As deformações máximas foram analisadas a partir dos resultados retirados diretamente do *Robot*, considerando os modelos concebidos anteriormente.

Cálculo da deformação a tempo infinito:

- Peso-próprio do perfil de aço - $\delta = 2,6 \text{ mm}$;
- Peso-próprio da laje de betão - $\delta = 48,2 \text{ mm}$;
- RCP - $\delta = 14,9 \text{ mm}$;
- Q - $\delta = 16 \text{ mm}$;
- ϵ_{cs} - $\delta = 20,2 \text{ mm}$;

A deformação a tempo infinito é assim obtida pelo somatório de todas as deformações calculadas anteriormente:

$$\bullet \quad \delta_{max} = 2,6 + 48,2 + 14,9 + 16 + 20,2 - 60 \text{ (contra flecha)} = 41,9 \text{ mm};$$

$$\bullet \quad \frac{10800}{41,9} = 257,73 \text{ ou seja } \frac{L}{257,73} < \frac{L}{250}.$$

Assim, pode-se concluir que esta deformação respeita os valores limite abordados no Eurocódigo quando considerada uma contra flecha na construção da viga.

6.7.3. CONTROLO DA VIBRAÇÃO

Para a verificação do controlo da vibração, foi realizada uma análise modal através do programa *Robot*, tendo em conta alguns parâmetros a considerar na modelação da viga (Smith & Hicks & Devine, 2009), nomeadamente:

- O cálculo da frequência natural deve ser baseado no valor dinâmico do módulo de elasticidade do betão, sendo assim, pode-se considerar 38 kN/mm^2 para betão de peso normal e 22 kN/mm^2 para betão leve (2.350 kg/m^3 e 1.800 kg/m^3 , respetivamente);
- Todas as ligações devem ser consideradas rígidas;
- Para comportamento dinâmico, assume-se a inércia bruta da secção (sem fissuração).

Considerando os parâmetros referidos e admitindo as cargas permanentes mais 10% das sobrecargas, obteve-se a forma modal do 1º modo de vibração (Figura 6.11).

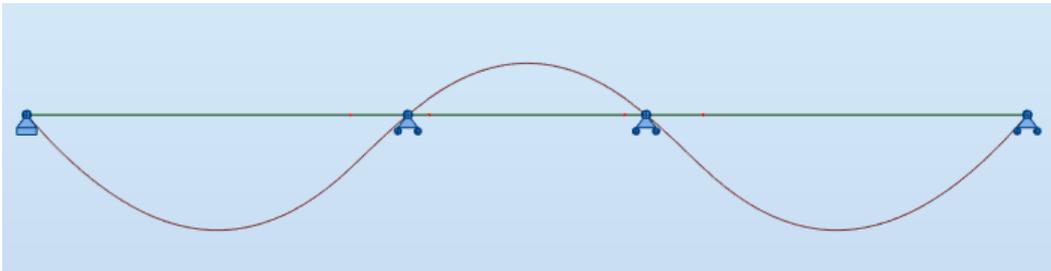


Figura 6.11 - Análise modal da viga contínua

Para o modo representado, a frequência obtida foi:

- $f = 3,71 \text{ Hz}$.

Assim, a frequência fundamental da viga mista é superior aos valores de referência mencionados anteriormente (3Hz).

6.8. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

6.8.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA PLÁSTICA

As secções críticas onde deve ser calculado os momentos resistentes são as localizadas no apoio interno e a meio vão. Os cálculos requeridos são apresentados abaixo.

A meio vão:

- $M_{pl,rd} = Ra \times Z = 1909,9 \times 0,2792 = 532,99 \text{ kN.m}$ (Z determinado em na secção 6.6).

No apoio interno:

- $M_{pl,rd} = F \times d$

Em que

- F - força máxima á tração/compressão da secção;
- D - distância do centro de gravidade da secção à linha do eixo neutro plástico.

Atendendo aos parâmetros do problema, considera-se a geometria representada na Figura 6.12.

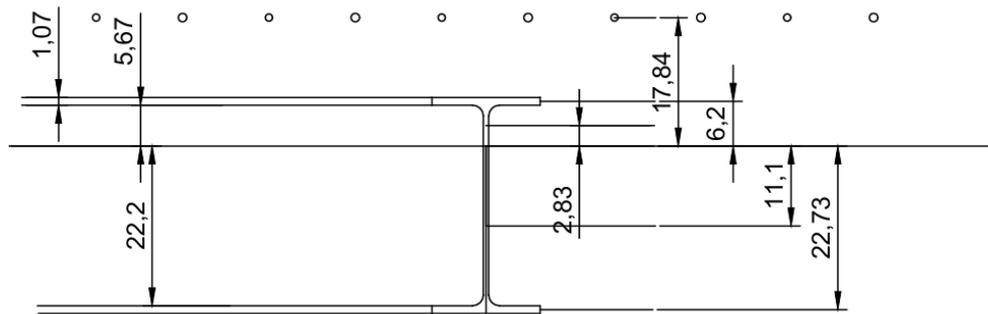


Figura 6.12 - Distâncias das áreas da seção ao eixo neutro plástico (dimensões em cm)

Analisando a Figura 6.15,

- $R_s = 958,186 \times 435 \times 10^{-3} = 416,8 \text{ kN}$
- $F(\text{banzo}) = \text{Area} \times f_{yd} = 10,7 \times 150 \times 355 \times 10^{-3} = 569,77 \text{ kN};$
- $F(\text{tracionada}) = 56,62 \times 7,1 \times 355 \times 10^{-3} = 142,71 \text{ kN};$
- $F(\text{comprimida}) = 221,98 \times 7,1 \times 355 \times 10^{-3} = 559,501 \text{ kN};$

Assim,

- $M_{pl,rd} = 416,8 \times 0,1784 + 569,77 \times 0,06197 + 142,71 \times 0,02831 + 559,501 \times 0,11099 + 569,77 \times 0,22733 = 306,965 \text{ kN.m}$

Note-se que é importante salientar que, devido à instabilidade ao longo do elemento (encurvadura lateral), o momento plástico do apoio interno terá de ser afetado pelo fator para ter em consideração esse efeito (ver secção 6.8.2).

Para a determinação do esforço transversal plástico resistente recorre-se à equação (3.15):

- $V_{pl,rd} = \frac{25,68 \times 10^{-4} \times 355000}{\sqrt{3}} = 526,33 \text{ kN}.$

6.8.2. MOMENTO RESISTENTE À ENCURVADURA LATERAL

Tal como referido, o valor do momento resistente à encurvadura lateral de uma viga mista contínua com uma secção uniforme deverá ser obtido recorrendo à equação (3.5). Para esta análise, inicialmente, utilizou-se o programa LTBeam N para o cálculo do momento crítico, mas para a realização da análise foi necessário calcular os seguintes parâmetros:

- Carga distribuída,
 - $P_{ed} = 1,35 \times \left((PP_{laje} + RCP) \times 2,7 + PP_{IPE} \right) + 1,5 \times Q \times 2,7 = 1,35 \times \left((2,85 + 3) \times 2,7 + 0,4139 \right) + 1,5 \times 3 \times 2,7 = 34,03 \text{ kN/m};$
- $R_s = 416,8 \text{ kN};$

- Fator k_1 , seguindo a cláusula 6.4.2 (6) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011), ou seja, a rigidez de flexão da laje de betão fendilhado ou mista, na direção transversal à viga de aço, pode ser considerada igual a:

$$k_1 = \frac{\alpha E I_2}{a}$$

Em que:

- $\alpha = 4$ para vigas interiores de pavimento com quatro ou mais vigas semelhantes;
- a – espaçamento entre vigas paralelas.

Considerando os parâmetros do problema, usou-se o programa de cálculo *Fagus* para o cálculo do eixo neutro da laje (Figura 6.13 e 6.14).

Eixo neutro da secção com flexão positiva:

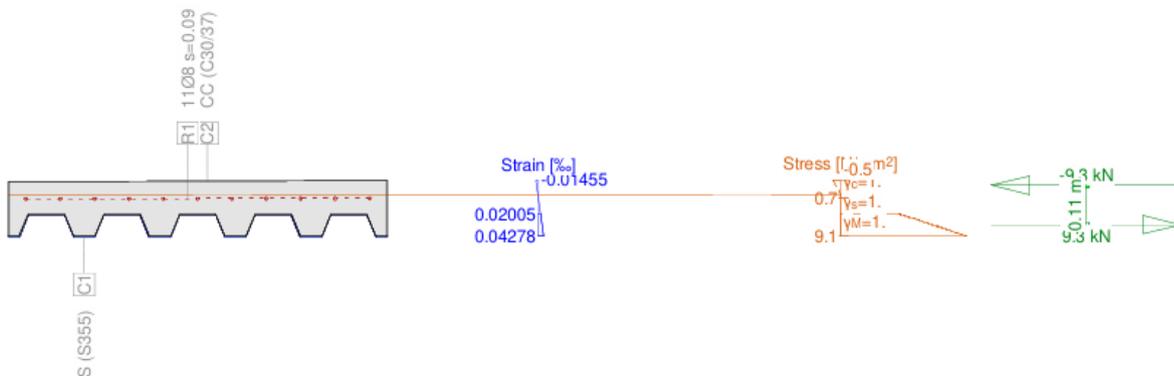


Figura 6.13 - Eixo neutro da secção com flexão positiva

Eixo neutro da secção com flexão negativa:

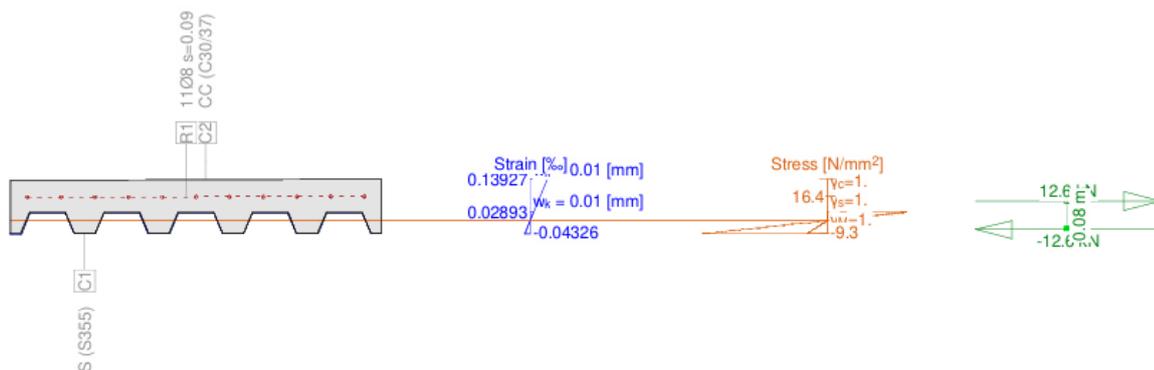


Figura 6.14 - Eixo neutro da secção com flexão negativa

Assim, com o eixo neutro da secção com flexão negativa, conclui-se que se situa a 35,6 mm (distância da fibra inferior da laje até ao eixo da Figura 6.14) tendo como referência a parte de baixo da laje. Para o problema em análise:

- $Inércia = 391,9 \text{ cm}^4$;
- $k_1 = \frac{4 \times 210 \times 391,9 \times 10^{-2}}{2,7} = 1219,24 \text{ kN/rad}$.

Como referido anteriormente, o cálculo do momento crítico da secção foi realizado com base no software *LTBeam N*, conforme se apresenta na Figuras 6.15 e 6.16.

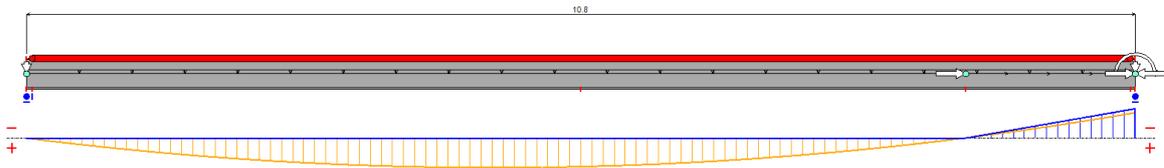


Figura 6.15 - Modelo da viga extrema no *LTBeam N*

- $M_{crit} = 7926,1 \text{ kN.m}$ – para a viga extrema.

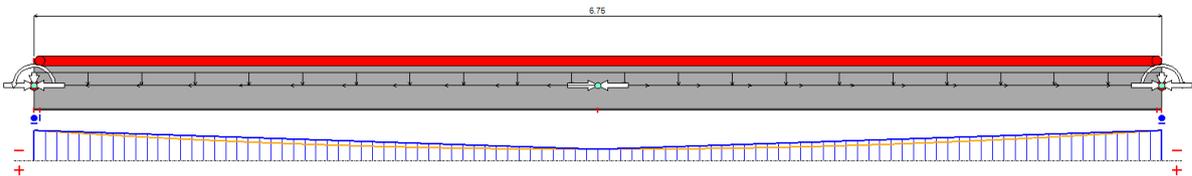


Figura 6.16 - Modelo da viga central no *LTBeam N*

- $M_{crit} = 2516,2 \text{ kN.m}$ – para a viga central.

Assim, considerou-se o menor momento crítico, e procedeu -se ao cálculo do χ_{LT} de acordo com a cláusula 6.3.2.2 da EN 1993-1-1 (CEN, 2010b).

Recorrendo à equação (3.6):

- $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{crit}}} = \sqrt{\frac{306,965}{2516,2}} = 0,35;$

Considerando os restantes parâmetros necessários:

- $\theta_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2);$
- α_{LT} pertence à curva a pois $\frac{h}{b} \leq 2$ logo $\alpha_{LT} = 0,21;$
- $\theta_{LT} = 0,58;$
- $\chi_{LT} = \frac{1}{\theta_{LT} + \sqrt{\theta_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,96;$

Sendo assim pode-se calcular o valor do momento resistente à encurvadura lateral como

- $M_{b,Rd} = 0,96 \times 306,965 = 294,7 \text{ kN.m};$

6.8.3. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DA CONEXÃO DE CORTE

Considerando que a nervura da laje mista, com chapa perfilada, está disposta transversalmente à viga de apoio, a resistência da força é calculada utilizando o mesmo processo abordado para vigas simplesmente apoiadas.

Assim, para os conectores considerados:

- $f_u=450$ MPa; $b_0=0,083$ m; $n_r=2,0$; $d=19$ mm;
- $h_{sc} - h_p \geq 2d$.

Assume-se assim,

- $h_{sc}=125$ mm; $h_p=60$ mm;

Recorrendo à equação (3.28):

- $kt = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \times \frac{83}{60} \times \left(\frac{125}{60} - 1 \right) = 0,74$.

Tabela 6.2 - Limites superiores kt_{max} para o fator de redução kt indicados na EN 1994-1-1 (CEN, 2011)

Número de conectores por nervura	Espessura t da chapa (mm)	Conectores de diâmetro não superior a 20 mm e soldados através das chapas perfiladas de aço	Chapas perfiladas furadas e conectores com diâmetros de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

De acordo com a Tabela 6.2, regulamentarmente o valor a ser utilizado para kt é 0,6, uma vez se atinge o limite máximo de kt e, portanto, este parâmetro foi definido conforme o estipulado pela EN 1994-1-1 (CEN, 2011). Para determinar a resistência dos conectores, considera-se a menor das resistências entre dois modos de rotura possíveis: a rotura no betão ou a rotura no próprio perno.

- Recorrendo à equação (3.24), determina-se a rotura pelo conector:

$$Prd = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = 81,656 \text{ kN}$$

- Recorrendo à equação (3.25), determina-se a rotura pelo betão:

$$Prd = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 83,33 \text{ kN}$$

Determinando o valor mínimo, $min = (81,656; 83,33) = 81,656 \text{ kN}$, conclui-se que a força resistente do conector é dada recorrendo à equação (3.27):

$$Prd = 0,6 \times 81,656 = 48,99 \text{ kN}$$

6.8.4. VERIFICAÇÃO DO GRAU DE CONEXÃO PARCIAL OU TOTAL

Para o cálculo da rasante deve-se ter em conta onde estão localizadas as secções críticas ao longo da viga (apoios, máximos e mínimos), de acordo com a cláusula 6.6.1.3 da EN 1994-1-1 (CEN, 2011). Tendo em consideração o apresentado na secção 3.2.7, foi utilizado o método A (ver Figura 3.10), dado que é útil considerar os pontos de momento nulo como secções críticas para o cálculo da rasante. Assim, as secções críticas foram identificadas tal como representado na Figura 6.17.

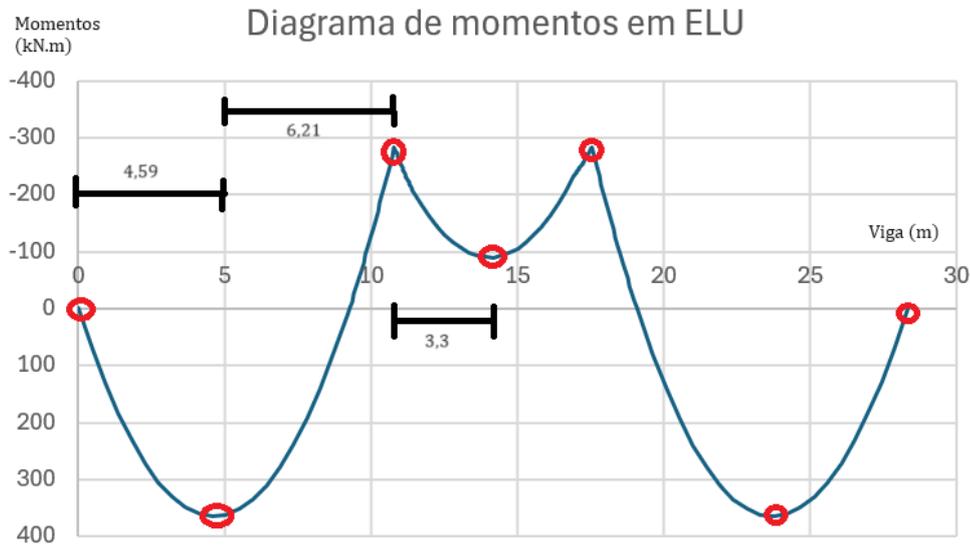


Figura 6.17 - Secções críticas ao longo da viga (apoios, máximos e mínimos)

Rasante 1 (x de 0 a 4.59):

- $R/m = \frac{Rc}{s} = \frac{2794,8}{4,59} = 608,88 \text{ kN/m};$
- $P/m = Prd/s = \frac{48,99}{0,205} = 238,97 \text{ kN/m};$
- $\frac{R/m}{P/m} = \frac{608,88}{238,97} = 2,54 \text{ conectores};$
- $\eta = \frac{2}{2,54} \approx 0,79(79\%).$

Rasante 2 (x de 4.59 a 9.18):

- $R/m = \frac{Rc}{s} = \frac{2794,8}{4,59} = 608,88 \text{ kN/m};$
- $P/m = Prd/s = \frac{48,99}{0,205} = 238,97 \text{ kN/m};$
- $\frac{R/m}{P/m} = \frac{608,88}{238,97} = 2,54 \text{ conectores};$
- $\eta = \frac{2}{2,54} \approx 0,79(79\%)$

Rasante 3 (x de 9.18 a 10.8):

- $R/m = \frac{Rc+Rs}{s} = \frac{416,8}{1,62} = 257,28 \text{ kN/m};$

- $P/m = Prd/s = \frac{48,99}{0.205} = 238,97 \text{ kN/m};$
- $\frac{R/m}{P/m} = \frac{257,28}{238,97} = 1,1 \text{ conectores};$
- $\eta = \frac{2}{1,1} \simeq 1(100\%).$

Rasante 4 (x de 10.8 a 14.15):

Independentemente de não existir momentos positivos foi considerado a soma de $Rc + Rs$:

- $R/m = \frac{Rc+Rs}{s} = \frac{2794,8+416,8}{3,3} = 973,2 \text{ kN/m};$
- $P/m = Prd/s = \frac{48,99}{0.205} = 238,97 \text{ kN/m};$
- $\frac{R/m}{P/m} = \frac{973,2}{238,97} = 4 \text{ conectores};$
- $\eta = \frac{2}{4} \simeq 0,5(50\%) \geq 0,4(40\%),$ conexão mínima de acordo com a cláusula 6.6.1.2. da EN 1994-1-1 (CEN, 2011).

Assim, como só existe conexão parcial nos momentos positivos terá de ser aplicado um valor conservativo a $M_{pl,rd}$ para o momento positivo a meio vão, cumprido o definido na cláusula 6.2.1.3(5) da EN 1994-1-1 (CEN, 2011).

- $M_{pla,rd} = W_{ply} \times f_y = 628,51 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 223,121 \text{ kN.m};$
- $M_{rd} = M_{pla,rd} + (M_{pl,rd} - M_{pla,rd}) \times \eta = 223,121 + (532,99 - 223,121) \times 0,79 = 467,9 \text{ kN.m}.$

6.8.5. Cálculo da armadura de corte longitudinal

O dimensionamento da armadura de corte considera-se igual ao cálculo apresentado na secção 5.6.5, pois os conectores, o número dos conectores e o afastamento entre eles, mantêm-se. Assim, a armadura de corte longitudinal é dada por:

- $\frac{A_{sf}}{sf} \geq \frac{238,75}{2 \times 43,5} = 2,7 \text{ cm/m}^2$

6.8.6. VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

Os momentos resultantes foram determinados com base na carga aplicada, calculada para o Estado Limite Último (sobrecarga distribuída por toda a viga), obtendo-se o diagrama da Figura 6.18.

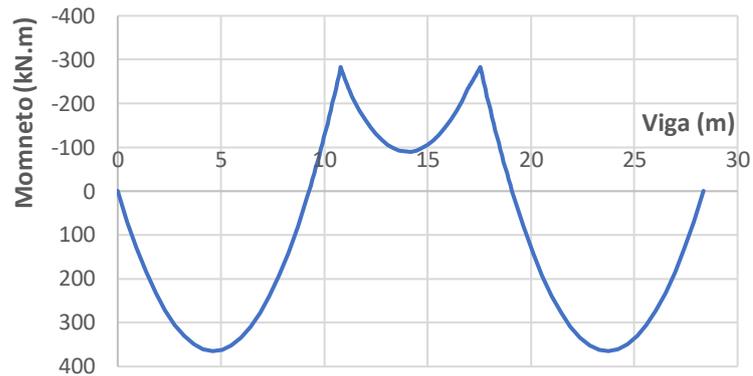


Figura 6.18 - Diagrama de momentos da viga em Estado Limite Último

A meio vão:

- $M_{ed} = 365 \text{ kN.m} \leq M_{rd} = 467,9 \text{ kN.m}$.

No apoio interno:

- $M_{ed} = 283 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 294,7 \text{ kN.m}$.

Logo, considera-se verificada a segurança em relação à flexão.

6.8.7. VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO

Tal como para o diagrama de momentos, os esforços transversos resultantes foram determinados com base na carga aplicada, calculada para o estado limite último, obtendo-se o diagrama da Figura 6.19.

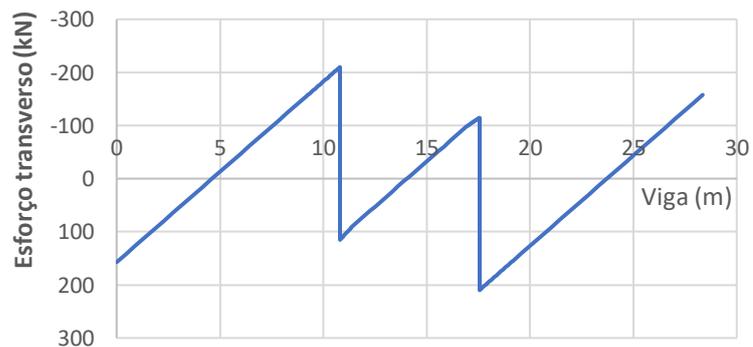


Figura 6.19- Diagrama de esforço transverso da viga em Estado Limite Último

Como $V_{pl,rd} = 526,33 \text{ kN} \geq V_{ed} = 210 \text{ kN}$, considera-se verificada a segurança em relação ao esforço transverso.

6.9. SOLUÇÃO FINAL DO PAVIMENTO COM VIGAS MISTAS CONTÍNUAS

Como foi mencionado anteriormente, foi tomada como referência a viga VG1, para a resolução analítica e dimensionamento. Considerando os cálculos e resultados apresentados, obtiveram-se as seguintes secções para as vigas-tipo em estudo:

- VG1 - IPE300;
- VG2 - IPE300 (viga de bordo);
- VG3 - IPE360 (viga de bordo);
- VG4 - IPE300;
- VG5 - IPE360;
- VG6 - IPE360;

Na Figura 6.20, apresenta-se a planta estrutural do piso analisado, pertencente ao edifício de referência.

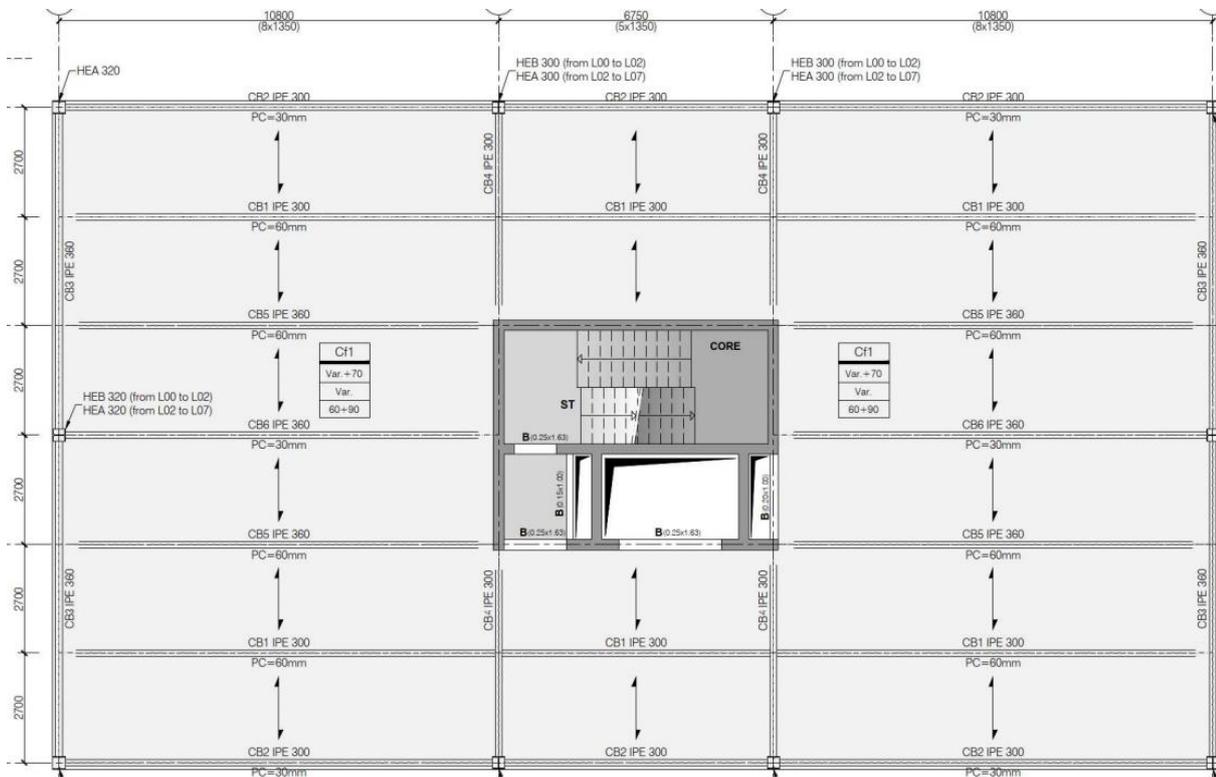


Figura 6.20 - Solução do pavimento com vigas mistas contínuas

6.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo 6, abordou-se o dimensionamento e análise da solução com vigas mistas contínuas, tendo em conta todas as verificações necessárias. Através dos resultados obtidos, pode-se concluir que o piso será composto por vigas mistas com perfis metálicos IPE300 e IPE360, juntamente com uma laje de betão de 150 mm.

No Capítulo 7, a informação obtida nos Capítulos 5 e 6 é considerada para realizar uma análise comparativa entre as soluções abordadas, e assim retirar conclusões consistentes com os objetivos do trabalho.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES ADOTADAS NA ANÁLISE ENTRE SOLUÇÕES

Para ser realizada a comparação entre as soluções estudadas teve-se em consideração o seguinte:

- Comparação de uma viga nas diferentes soluções, considerando a sua largura de influência;
- Comparação do custo e do peso somente do necessário, ou seja, apenas do que difere entre as duas soluções (perfis, armadura e ligações);
- Relativamente às armaduras, só se comparam as longitudinais que são as que diferem, pois considera-se na direção transversal uma solução semelhante;
- O comprimento da armadura no apoio interno (viga contínua) considerou-se até as secções de momento nulo, como simplificação.

7.2. ANÁLISE DE CUSTO E PESO ENTRE SOLUÇÕES ESTUDADAS

Na análise comparativa a realizar consideram-se os valores com base na publicação SCI (Steel Construction Institute, 2024) e os valores em prática no mercado corrente fornecidos por construtores metalomecânicos consultados. Sendo assim, na Tabela 7.1, estão presentes os custos utilizados na análise comparativa.

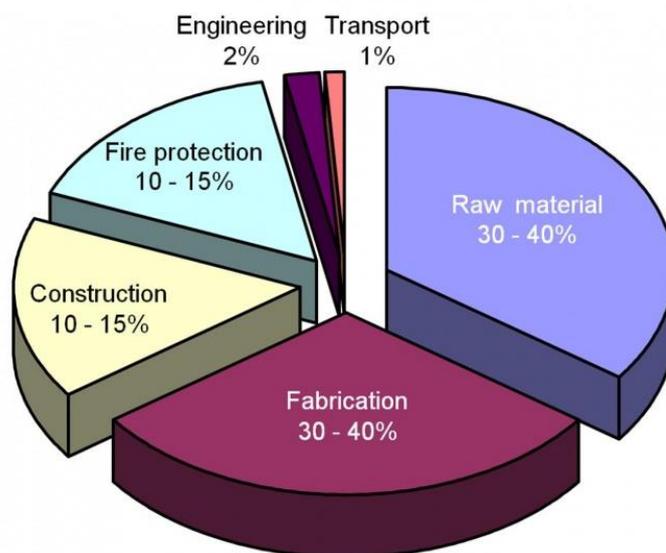


Figura 7.1 - Valores correntes de mercado segundo o SCI (Steel Construction, 2024)

Tabela 7.1 - Custos correntes utilizados na análise comparativa

	Custo
Perfis laminados incluindo corte e armação	1,40 €/kg
Chapas incluindo corte e armação	1,70 €/kg
Soldadura	4 €/m
Pintura de proteção ao fogo	0,90 €/kg
Armadura	1,50 €/kg
Transporte e montagem	0,50 €/kg
Parafusos	2,5 ou 3 €/unidade

Nas secções 7.2.1 a 7.2.3, apresentam-se os valores comparativos em termos de custos para as soluções de vigas mistas simplesmente apoiadas e contínuas, como pretendido (ver Tabelas 7.2 a 7.4).

7.2.1. ANÁLISE ENTRE PERFIS

Tabela 7.2 - Custo e peso dos perfis

PERFIS		(preço da perfil mais corte)				
SIMPLESMENTE APOIADA	Comprimento	Kg/m	Kg	Custo (€/kg)	€	
IPE360	21.6	57.1	1233.36	1.4	1731.64 €	
IPE240	6.75	30.7	207.225	1.4	290.94 €	
			1440.585	Total	2 022.58 €	Total(custo)
CONTÍNUA	Comprimento	Kg/m	Kg	Custo (€/kg)	€	
IPE300	28.35	42.2	1196.37	1.4	1 679.70 €	Total(custo)
			1196.37	Total		

7.2.2. ANÁLISE ENTRE ARMADURA

Tabela 7.3 - Custo e peso das armaduras

ARMADURAS		(preço da armadura mais armação)					
SIMPLESMENTE APOIADA	Comprimento	Número de varões	Kg/m	Kg	Custo (€/kg)	€	
Varões de 8mm	28.35	27	0.395	302.35	1.5	453.53 €	Total(custo)
				302.35	Total		
CONTÍNUA	Comprimento	Número de varões	Kg/m	Kg	Custo (€/kg)	€	
Varões de 8mm	28.35	16	0.395	179.17	1.5	268.76 €	
	9.65	20	0.395	76.24	1.5	114.35 €	
Varões de 10mm	9.95	5	0.617	30.7	1.5	46.04 €	
Varões de 12mm	9.95	5	0.888	44.18	1.5	66.27 €	
				330.28	Total	495.42 €	Total(custo)

7.2.3. ANÁLISE ENTRE LIGAÇÕES

A análise das ligações e respetivos componentes assume uma especial complexidade, dado que se realizou o cálculo de todas as chapas que constituem as ligações e respetivas soldaduras. Nas Figuras 7.2 a 7.5, apresentam-se os desenhos estruturais das ligações em causa.

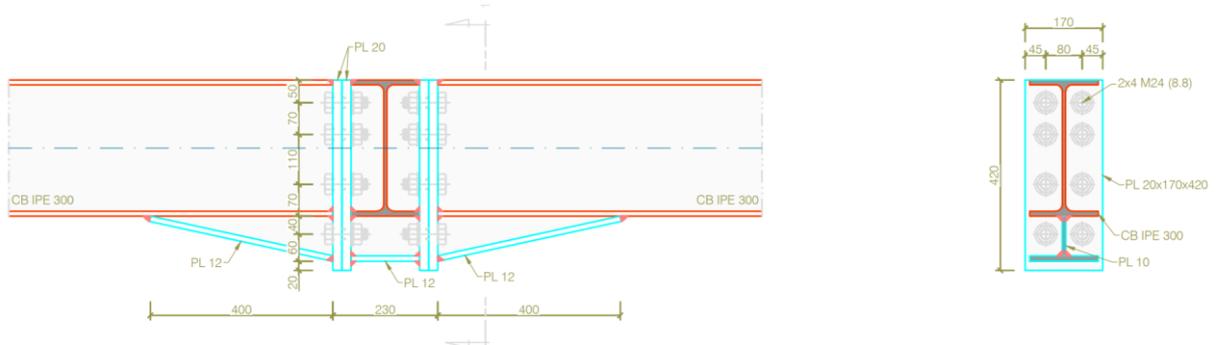


Figura 7.2 - Ligações na viga contínua B303 (dimensões em mm)

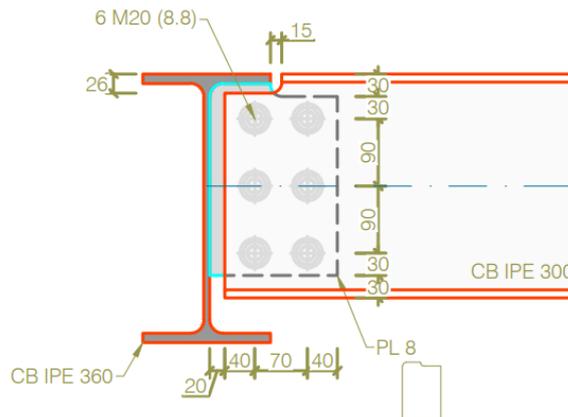


Figura 7.3 - Ligações na viga contínua B301 (dimensões em mm)

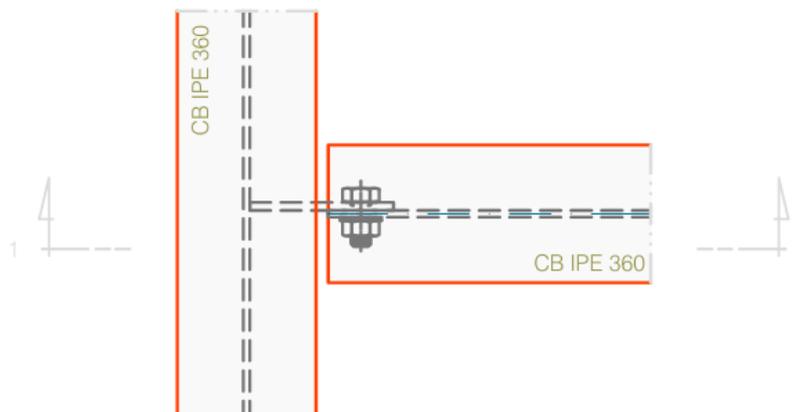


Figura 7.4 - Ligação na viga simplesmente apoiada A301

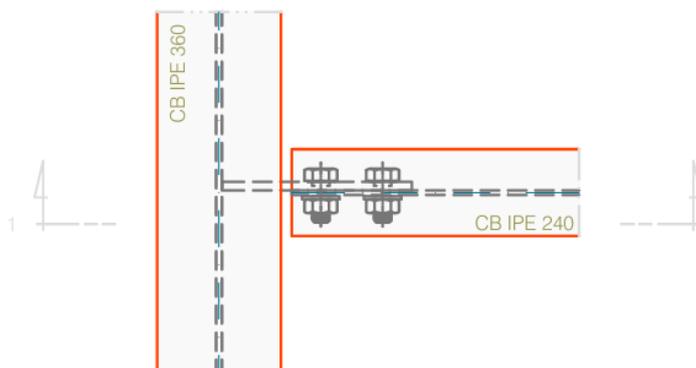


Figura 7.5 - Ligação na viga simplesmente apoiada A302

Tabela 7.4 - Custo e peso das ligações

LIGAÇÕES					
SIMPLESMENTE APOIADA	Número	Kg	Custo da ligação	€	
A301	4	3.86	17.62 €	70.50 €	
A302	2	4.79	17.70 €	35.39 €	
		25.01	Total	105.89 €	Total(custo)
CONTÍNUA	Número	Kg	Custo da ligação	€	
B303	2	83.21	239.81 €	479.62 €	
B301	2	3.83	18.46 €	36.93 €	
		174.08	Total	516.54 €	Total(custo)

7.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em conta os resultados obtidos, os valores totais são apresentados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 - Comparação final entre soluções

CONCLUSÃO FINAL	Só viga	sem armadura	
	Kg/m ²	Custo (€/Kg)	€/m ²
SIMPLESMENTE APOIADA	18.82	2.88 €	54.15 €
CONTÍNUA	15.63	3.24 €	50.57 €

Como já foi mencionado anteriormente, na solução de vigas simplesmente apoiadas, uma das principais vantagens é o facto do comportamento das vigas dos vãos adjacentes não exercer influência. Além disso, as análises globais são mais simples, possibilitando projetos mais rápidos. Os momentos fletores e as forças cortantes são determinados de forma estática, não sendo afetados pela fissuração, deformação lenta ou retração do betão. No entanto, estas vigas apresentam inconvenientes, como flechas excessivas no meio dos vãos e uma altura maior em comparação com as vigas mistas contínuas.

Por outro lado, a solução de vigas contínuas oferece algumas vantagens, por exemplo, proporcionando uma relação maior entre o vão e a altura da viga para um mesmo deslocamento, resultando assim em

flechas menores. Além disso, podem levar a uma redução considerável no peso da estrutura e, conseqüentemente, nos custos. Contudo, as vigas contínuas requerem cálculos mais elaborados do que as vigas simplesmente apoiadas. A rigidez e a resistência à flexão também variam ao longo do vão devido à fissuração do betão nas regiões de momentos negativos e à interferência das vigas adjacentes.

Para obter uma conclusão representativa para o caso em análise, considerou-se uma comparação do peso por metro quadrado (kg/m^2) e do custo das soluções (€/Kg). Note-se que para a comparação do peso teve-se somente em conta os perfis metálicos pois é onde se encontra grande parte do peso da viga, por outro lado na comparação do custo desprezou-se a armadura pois encontrou-se uma diferença muito residual entre soluções.

Tendo em conta os resultados obtidos, pode-se constatar que a solução simplesmente apoiada é ligeiramente mais pesada do que a solução contínua, mas relativamente a custos por metro quadrado de pavimento pode-se considerar que as soluções são razoavelmente equivalentes. Assim, como já seria de esperar, concluiu-se que compensa optar por uma solução mista simplesmente apoiada, pois as vantagens relativas ao seu projeto e construção ganham preponderância. Portanto, por esta razão, qualquer gabinete de projeto opta na prática e sempre que possível por soluções mistas simplesmente apoiadas. Note-se que em relação a este tipo de soluções deve-se assinalar a dúvida de como abordar a fissuração, principalmente nas cozinhas e casas de banho, como já referido na secção 2.8.1 (LNEC E 464 (2007)).

De forma a retirar conclusões mais significativa, salienta-se a importância de realizar análises paramétricas futuras. Os resultados a obter nestes cálculos devem permitir concluir acerca da generalização ou não das conclusões deste trabalho. Neste contexto, estas análises assumem-se como desenvolvimentos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arcelor-Mittal, “Arval – Cofraplus 220 – for efficient car park design”, 2011.
- Arcelor-Mittal, “Arval – Cofraplus 220: Installation Guidelines”, 2014.
- Arcelor-Mittal, “Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)”, 2014.
- Arcelor-Mittal, “Slim Floor/An innovative concept for floors”, 2014.
- A. Smith, S. Hicks, P. Devine: "Design of Floors for Vibration: A new Approach" SCI Publication P354, ISBN 10:1-85942-176-8, ISBN 13:978-1-85942-176-5, 2007
- C3, acessado em julho 2024,
<https://www.c3equipamentos.com.br/sistemas-de-escoramento-na-construcao-civil>
- Calado, L., & Santos, J. (2013). Estruturas mistas de aço e betão. IST Lisboa: 2ª Edição.
- Calzon, J. M. e Herrera, J. O., 1978, Construcción Mixta Hormigon-Acero, Editorial Rueda.
- CEN, 2009, NP EN 1990:2009 Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas. Instituto Português da Qualidade.
- CEN, 2009, NP EN 1991-1-1:2009. Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1-1: Ações Gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- CEN, 2010a, NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- CEN, 2010b, NP EN 1993-1-1:2010. Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- CEN, 2011, NP EN 1994-1-1:2011. Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- CEN, 2019, NP EN 1993-1-5:2019. Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas. Instituto Português da Qualidade.
- Cimm, acessado em junho 2024,
https://www.cimm.com.br/portal/noticia/exibir_noticia/5134-soldagem-para-estruturas-mistas-aco-concreto#
- Comissão Europeia, Direção-Geral da Investigação e da Inovação, Feldmann, M., Heinemeyer, C., Lukić, M., *Human-induced vibration of steel structures (Hivoss)*, Publications Office, 2010
- Constructalia, acessado em Fevereiro de 2024
https://constructalia.arcelormittal.com/es/productos/vigas_alveolares
- Dujmović, D., Androić, B., Ivan Lukačević, I., “Composite Structures according to Eurocode 4: Worked Examples”, Ernst&Sohn, 2015.
- Fabrizzi, M. d. (2007). Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares em elementos estruturais mistos aço-concreto. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre. São Carlos: Universidade de São Paulo.
- Futur Eng, acessado em junho 2024, <http://www.futureng.pt/chapas-perfiladas-colaborantes>

- Gonçalves, N. C. (2013). "Encurvadura lateral em vigas mistas". Dissertação, Faculdade de ciências e tecnologia da universidade Coimbra, Coimbra.
- Guimarães, J. A. (2009). Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão. Dissertação Submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Hilti, acessido em junho 2024, https://hilti.geradordeprecos.info/obra_nova/Estruturas/Betao_armado/Lajes_mistas/Conector_cravado_0_1_0_0_0_0_5_0_0_0_0_1_0.html
- Huo, B. Y., "Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams", Doctoral thesis, City University London, 2012.
- Johnson, R. P. e Anderson, D., 1993, Designers' Handbook to Eurocode 4, Part 1.1: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Thomas Telford.
- Johnson, R. P., 1994, Composite Structures of Steel and Concrete - Volume I: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings, 2ª Edição, Blackwell Scientific Publications.
- Johnson, R. P., 2004, Composite Structures of Steel and Concrete, v.1, 2. ed. Oxford, Blackwell Scientific Publications.
- Jurado, Manuel Galvez. (2008). "Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo "slim floor" bajo cargas de servicio", Tese de Doutoramento, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1 vol.
- LNEC E 464 (2007) – Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais. Especificação LNEC, Lisboa, Portugal.
- Malite, M. (1990). Sobre cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. São Carlos.
- Mullett, D. L, 1998, Composite Floor Systems, Blackwell Science, Ltd.
- Nethercot, D. A., 2003, Composite Construction, Spon Press.
- Nelsen, A. H., & de Souza, A. C. (2012). "Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: Conceitos e aplicações". Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.
- Neto, T. C. (2014). "Análise e Verificação da Segurança de Vigas Mistas". Dissertação, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Oehlers, D. J. e Bradford, M. A., 1995, Composite Steel and Concrete Structural Elements - Fundamental Behaviour, Pergamon.
- OFeliz, "Laje mista", 2014.
- "Peikko Group", acessido em fevereiro de 2024, www.peikko.com
- Pulido, A. C. (2014). "Influencia do comportamento das ligações na estabilidade de estruturas mistas de aço e concreto". Dissertação, Universidade Federal de São Carlos.
- Steelconstruction, acessido em junho 2024, https://steelconstruction.info/Cost_of_structural_steelwork
- Tata Steel, acessido em fevereiro de 2024, <http://www.tatasteelconstruction.com/>
- Trindade, L., & Fernandes, G., & Júnior, R.(2017) Análise estrutural de vigas mistas treliçadas do tipo steel-joist warren modificada

Viest, I. M., 1960, «Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams», Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers, vol. 86, n° 6, pp. 1-21.

Yam, L. C., 1980, Design of Composite Steel - Concrete Structures, Surrey University Press.