

DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS DE PONTES DE VÃOS SUPERIORES A 100M COM VIGAS METÁLICAS

DIOGO ANDRÉ DE OLIVEIRA FIGUEIRA DA SILVA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu Pai, que Deus o guarde

AGRADECIMENTOS

Uma mensagem de agradecimento a todas as pessoas que ajudaram na realização deste trabalho, particularmente:

À minha família pelo eterno e enorme apoio na minha vida académica e pessoal. Um obrigado especial ao meu irmão cujo auxílio foi fundamental numa fase importante deste trabalho.

Ao Professor António Adão da Fonseca, orientador deste trabalho, pela autonomia e sentido de responsabilidade transmitidos, além da disponibilidade em indicar e fornecer bibliografia importante nesta dissertação.

À Biblioteca da FEUP, pela vasta e interessante oferta a nível de informação e bibliografia relevante.

A todos os colegas e professores que partilharam a minha vida académica numa jornada de aprendizagem e enriquecimento pessoal.

RESUMO

O presente trabalho consiste no desenvolvimento de um texto acerca do processo de dimensionamento de um tabuleiro misto aço/betão de grande vão, para depois ser aplicado num exemplo prático. Os resultados serão comparados com uma alternativa em betão armado pré-esforçado em termos de economia e eficácia das soluções para pontes contínuas de grande vão, não só pelos materiais em causa, mas também pelo processo construtivo inerente a cada solução. Serão abordadas todas as condicionantes no projecto do tabuleiro misto como o método construtivo, o bambeamento da secção, o seu enfunamento, o pré-esforço e respectivas características particulares, as ligações, a fadiga e a conexão aço/betão.

PALAVRAS-CHAVE: tabuleiro, misto, aço, grande, vão.

ABSTRACT

The objective of this thesis is the study of the composite steel-concrete bridges design for a great span. The results will be compared with a pre-stressed reinforced concrete solution in terms of costs and efficiency for great span decks. The analysis will be focused not only in the materials behaviour, but also in the construction procedures that each solution is connected to. Critical aspects in the structural steel beam design will be treated, like lateral-torsional buckling, shear buckling, pre-stress in the composite beam, connections between bonded beams, fatigue and connectors steel/concrete.

KEY-WORDS: composite deck, steel, great span.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
----------------------------	----------

2. EVOLUÇÃO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM PONTES	5
---	----------

2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DA PEDRA AO BETÃO ARMADO	5
2.2.1. PEDRA.....	5
2.2.2. MADEIRA	7
2.2.3. AÇO.....	7
2.2.4. BETÃO ARMADO	10
2.3. ESTRUTURAS MISTAS	12
2.3.1. SOLUÇÕES CLÁSSICAS.....	12
2.3.2. SOLUÇÕES MODERNAS	19

3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES MISTAS	23
---	-----------

3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS	24
3.2.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO.....	24
3.2.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES	28
3.3. VIGAS DE LANÇAMENTO	29
3.3.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO.....	29
3.3.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES	31
3.4. AVANÇOS SUCESSIVOS	32
3.4.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO.....	32
3.4.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES	34

4. ANÁLISE ESTRUTURAL DE TABULEIROS MISTOS	39
4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. ACÇÕES	40
4.2.1. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	40
4.2.1.1. Permanentes	40
4.2.1.2. Variáveis	45
4.2.1.3. Outras acções	49
4.2.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	50
4.3. ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO	52
4.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	52
4.3.2. TIPO DE ANÁLISE E CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES	56
4.3.3. MODELAÇÃO DE PONTES MISTAS	63
 5. DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS MISTOS	 73
5.1. DIMENSIONAMENTO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	73
5.1.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	73
5.1.2. RESISTÊNCIA À FLEXÃO	73
5.1.2.1. Cálculo plástico	74
5.1.2.2. Cálculo elástico	76
5.1.3. RESISTÊNCIA AO CORTE	79
5.1.4. INTERACÇÃO FLEXÃO/CORTE	86
5.1.5. RESISTÊNCIA AO BAMBEAMENTO	87
5.1.6. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE BETÃO	95
5.1.6.1. Consola	95
5.1.6.2. Vão	97
5.2. DIMENSIONAMENTO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	100
5.2.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	100
5.2.2. LIMITES DAS TENSÕES	100
5.2.3. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	103
5.2.4. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO	104
5.3. DIMENSIONAMENTO DE CONECTORES	105
5.4. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE VIGAS METÁLICAS	109
5.4.1. LIGAÇÕES APARAFUSADAS	109
5.4.1.1. Ligação entre banzos	111

5.4.1.2. Ligação entre almas	113
5.4.2. LIGAÇÕES SOLDADAS.....	115
5.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA	116
 6. EXEMPLO PRÁTICO DE APLICAÇÃO.....	 119
6.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	119
6.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	120
6.3. DIMENSIONAMENTO DA VIGA METÁLICA AO ELU	122
6.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA AO ELS	126
6.5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA AO ELU	133
6.6. DIMENSIONAMENTO DE CONECTORES.....	141
6.7. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES.....	143
6.8. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA	147
 7. CONCLUSÕES	 153
 BILIOGRAFIA	 157

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1. – Proporção, ordem e ritmo no perfil de uma ponte.....	1
Fig. 1.2. – Solução mista aço/betão para o tabuleiro de uma ponte de pequeno vão.....	2
Fig. 2.1. – Constituição básica da ponte em arco de pedra.....	6
Fig. 2.2. – Ponte Vecchio em Florença.....	6
Fig. 2.3. – Viga em treliça simples numa ponte de madeira.....	7
Fig. 2.4. – Treliça múltipla em aço na Ponte Luís I.....	8
Fig. 2.5. – Uso de tirantes na construção de um arco metálico.....	9
Fig. 2.6. – Ponte suspensa.....	9
Fig. 2.7. – Ponte em betão armado.....	10
Fig. 2.8. – Ponte viga.....	11
Fig. 2.9. – Ponte atirantada.....	11
Fig. 2.10. – Evolução da percentagem de pontes mistas construídas em cada ano.....	13
Fig. 2.11. – Distribuição da percentagem de pontes mistas construídas em função do vão.....	14
Fig. 2.12. – Comparação de custos de cada solução de materiais em função do vão.....	14
Fig. 2.13. – Secções de tabuleiros mistos com vigas em I.....	15
Fig. 2.14. – Secções de tabuleiros mistos com vigas caixão.....	16
Fig. 2.15. – Nervura horizontal na alma de uma viga metálica.....	17
Fig. 2.16. – Tratamento anti-corrosão numa viga metálica.....	17
Fig. 2.17. – Pormenor de uma alternativa de continuidade do tabuleiro misto num apoio intermédio.....	18
Fig. 2.18. – Pormenor da semi-continuidade do tabuleiro misto num pilar.....	19
Fig. 2.19. – Dupla acção mista em secções de vigas metálicas duplo T.....	20
Fig. 2.20. – Dupla acção mista em secções de vigas metálicas em caixão.....	20
Fig. 2.21. – Ponte mista com viga metálica em treliça.....	21
Fig. 3.1. – Construção de uma ponte pelo método dos deslocamentos sucessivos.....	24
Fig. 3.2. – Tirante provisório na construção por deslocamentos sucessivos.....	25
Fig. 3.3. – Dispositivo de escorregamento com guia lateral.....	25
Fig. 3.4. – Chapas de aço na laje de betão de uma ponte.....	26
Fig. 3.5. – Betonagem sequencial da laje de betão numa ponte mista.....	26
Fig. 3.6. – Laje deslizante na construção de um tabuleiro misto.....	27
Fig. 3.7. – Laje pré-fabricada na construção de um tabuleiro misto.....	27

Fig. 3.8. – Efeitos da aplicação de um nariz metálico na lei de momentos flectores do tabuleiro.....	28
Fig. 3.9. – Alternância de momentos numa secção 'A' no método dos deslocamentos sucessivos.....	29
Fig. 3.10. – Construção de uma ponte através de uma viga de lançamento.....	29
Fig. 3.11. – Viga superior de lançamento na construção de um tabuleiro.....	30
Fig. 3.12. – Viga inferior de lançamento na construção de um tabuleiro.....	31
Fig. 3.13. – Evolução dos momentos flectores na construção tramo a tramo de um tabuleiro.....	31
Fig. 3.14. – Comparação dos momentos flectores na construção tramo a tramo com os momentos devido ao peso próprio em serviço.....	32
Fig. 3.15. – Construção (simétrica) de uma ponte por avanços sucessivos.....	32
Fig. 3.16. – Construção (assimétrica) de uma ponte por avanços sucessivos.....	33
Fig. 3.17. – Momentos flectores na construção (simétrica) por avanços sucessivos.....	34
Fig. 3.18. – Momentos flectores na construção (assimétrica) por avanços sucessivos.....	35
Fig. 3.19. – Ancoragens pré-esforçadas provisórias em aparelhos de apoio.....	35
Fig. 3.20. – Pormenor da continuidade viga metálica/pilar.....	36
Fig. 4.1. – Módulo de elasticidade efectivo do betão.....	41
Fig. 4.2. – Análise do efeito de retracção numa secção mista.....	43
Fig. 4.3. – Linha de influência de momentos negativos num apoio intermédio.....	44
Fig. 4.4. – Veículo-tipo.....	45
Fig. 4.5. – Sobrecarga uniformemente distribuída + transversal uniforme.....	46
Fig. 4.6. – Força de frenagem.....	46
Fig. 4.7. – Valores sugeridos para a pressão dinâmica do vento.....	47
Fig. 4.8. – Acção do vento sobre um tabuleiro de uma ponte.....	48
Fig. 4.9. – Discretização em massas pontuais do modelo horizontal de um tabuleiro.....	48
Fig. 4.10. – Linha de influência transversal da reacção vertical de uma viga no tabuleiro.....	51
Fig. 4.11. – Dimensões de uma secção mista de vigas em I.....	52
Fig. 4.12. – Dimensões de uma secção mista em caixa.....	52
Fig. 4.13. – Dimensões da laje de betão.....	53
Fig. 4.14. – Distribuição de esforços longitudinais numa viga contínua.....	56
Fig. 4.15. – Distribuição de esforços transversais na laje de betão.....	57
Fig. 4.16. – Diagrama tensão/extensão real do betão.....	57
Fig. 4.17. – Diagrama tensão/extensão real do aço.....	57
Fig. 4.18. – Diagrama tensão/extensão material para efeitos de análise estrutural e dimensionamento.....	58
Fig. 4.19. – Relação do diagrama momento/rotação com a classificação da secção.....	59

Fig. 4.20. – Fenómeno de “shear-lag” e a definição da largura efectiva de um tabuleiro misto.....	64
Fig. 4.21. – Cálculo simplificado da largura efectiva de um tabuleiro misto.....	65
Fig. 4.22. – Largura efectiva do banzo inferior do caixão de uma viga metálica.....	66
Fig. 4.23. – Modelo de grelha para a análise estrutural de um tabuleiro.....	67
Fig. 4.24. – Secção transversal das barras longitudinais do modelo de grelha.....	68
Fig. 4.25. – Modelação de um tabuleiro misto com base no método de elementos finitos.....	69
Fig. 4.26. – Mapa de momentos transversais na laje de betão do modelo de um tabuleiro misto.....	70
Fig. 5.1. – Cálculo plástico de uma viga mista à flexão.....	74
Fig. 5.2. – Factor de redução β no cálculo de $M_{Rd,pl}^+$	76
Fig. 5.3. – Cálculo elástico de uma viga mista à flexão positiva.....	76
Fig. 5.4. – Cálculo elástico de uma viga mista à flexão negativa.....	77
Fig. 5.5. – Exemplo da aplicação do P.S.E. relativo ao estado de tensão de uma viga mista de classe 3 sujeita a flexão positiva.....	78
Fig. 5.6. – Estado de tensão na viga mista introduzido pela aplicação de pré-esforço depois da conexão.....	79
Fig. 5.7. – Tensões tangenciais no plano da alma de um troço da viga metálica entre nervuras.....	81
Fig. 5.8. – Lei de variação da tensão tangencial resistente à encurvadura com a esbelteza da alma.....	82
Fig. 5.9. – Tensões normais no banzo inferior de uma viga metálica em caixão, entre nervuras de rigidez.....	83
Fig. 5.10. – Dimensões de nervuras verticais de rigidez.....	84
Fig. 5.11. – Dimensões de nervuras horizontais de rigidez.....	85
Fig. 5.12. – Cálculo plástico da secção de uma viga mista considerando a interacção flexão/corte.....	87
Fig. 5.13. – Mobilização de vários tipos de rigidez no bambeamento de uma viga metálica.....	87
Fig. 5.14. – Deformação de uma viga mista devido ao bambeamento do banzo inferior.....	88
Fig. 5.15. – Valores do coeficiente C1 de acordo com a variação dos momentos na viga.....	89
Fig. 5.16. – Modelo de cálculo de Timoshenko para o efeito da rigidez da viga transversal na encurvadura de uma peça comprimida.....	90
Fig. 5.17. – Parcela da viga metálica considerada para o cálculo do esforço axial N.....	90
Fig. 5.18. – Modelo de cálculo para o dimensionamento dos perfis transversais.....	91
Fig. 5.19. – Configurações possíveis para a deformação da viga metálica devido a bambeamento.....	91
Fig. 5.20. – Configurações possíveis para a deformação da viga mista devido a bambeamento.....	92

Fig. 5.21. – Configurações de contraventamento transversal de uma viga em caixão.....	93
Fig. 5.22. – Modelo de cálculo da rigidez à torção introduzida pelos perfis em diagonal.....	94
Fig. 5.23. – Acções condicionantes do dimensionamento da consola da laje de betão e respectiva posição.....	95
Fig. 5.24. – Largura de distribuição de uma carga localizada numa laje.....	96
Fig. 5.25. – Posição mais desfavorável do veículo-tipo no vão da laje para efeito de flexão.....	98
Fig. 5.26. – Posição mais desfavorável do veículo-tipo no vão da laje para efeito de corte.....	99
Fig. 5.27. – Cordão de pré-esforço numa laje de uma ponte mista.....	101
Fig. 5.28. – Estado limite de descompressão numa viga mista.....	101
Fig. 5.29. – Gráfico de determinação de d máximo em função da frequência natural do tabuleiro.....	105
Fig. 5.30. – Diferenças no estado de tensão da viga conforme o tipo de interacção aço/betão.....	106
Fig. 5.31. – Efeito da retracção e variações térmicas no esforço rasante sobre os conectores.....	107
Fig. 5.32. – Dimensões dos conectores.....	107
Fig. 5.33. – Modos de rotura possíveis no caso de armadura transversal insuficiente.....	109
Fig. 5.34. – Ligações aparafusadas entre vigas metálicas.....	110
Fig. 5.35. – Forças a transmitir pelas chapas de ligação.....	110
Fig. 5.36. – Dimensões da chapa de ligação e do espaçamento entre parafusos.....	111
Fig. 5.37. – Características geométricas da ligação entre almas de vigas metálicas.....	114
Fig. 5.38. – Cordões de soldadura na ligação de chapas de uma viga metálica.....	115
Fig. 5.39. – Estado de tensão num cordão de soldadura.....	115
Fig. 6.1. – Modelo longitudinal da ponte.....	119
Fig. 6.2. – Modelo transversal da ponte.....	119
Fig. 6.3. – Dimensões da viga de bordadura.....	120
Fig. 6.4. – Diagrama de momentos para o caso2.....	121
Fig. 6.5. – Centro de gravidade de uma secção mista em relação a um eixo base.....	122
Fig. 6.6. – Momentos máximos durante o processo construtivo.....	123
Fig. 6.7. – Diagrama de momentos da viga metálica solicitada por cargas permanentes.....	124
Fig. 6.8. – Momentos no tabuleiro devido à excentricidade da retracção do betão.....	127
Fig. 6.9. – Linha de influência da reacção na viga metálica à resultante do veículo-tipo.....	128
Fig. 6.10. – Diagrama de momentos envolvente devido à passagem do veículo-tipo no tabuleiro.....	128
Fig. 7.1. – Dimensões de pré-dimensionamento de uma viga caixão em betão.....	154

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1. – Parâmetros de resistência para cada classe de aço estrutural.....	54
Quadro 4.2. – Tipo de análise global e cálculo orgânico em função da classe da secção.....	59
Quadro 4.3. – Classificação de secções com base na esbelteza da alma.....	60
Quadro 4.4. – Classificação de secções com base na esbelteza do banzo.....	61
Quadro 4.5. – Determinação da parcela não resistente da alma de uma viga metálica de classe4.....	62
Quadro 4.6. – Determinação da parcela não resistente do banzo de uma viga metálica de classe4.....	63
Quadro 5.1. – Determinação da abertura máxima de fendas em função da classe de exposição ambiental.....	103
Quadro 5.2. – Verificação da abertura máxima de fendas com base no espaçamento dos varões.....	104

1

INTRODUÇÃO

Uma ponte é uma solução construtiva com o objectivo de ultrapassar determinados obstáculos que se encontrem num caminho, como um rio ou uma estrada, em que a componente estrutural tem um peso decisivo na sua concepção. Está intrínseco a uma obra desta natureza um elevado impacto social e por vezes histórico na forma como possibilita um fluxo de pessoas e bens que até então não existia e, assim, participar decisivamente no processo evolutivo de uma sociedade.

As variáveis a considerar no projecto de uma ponte são, sobretudo, as condições funcionais impostas pelo tráfego que a utiliza, as dificuldades inerentes ao obstáculo a ultrapassar, como o perfil topográfico de um vale ou a resistência geotécnica dos terrenos, e a tecnologia disponível. Depois de ponderados estes aspectos, levanta-se o problema do material a utilizar, como ordená-lo e como construí-lo, de modo a que a solução final cumpra os objectivos traçados. Esses objectivos são, principalmente, de carácter estrutural e estético. Em primeiro lugar, a ponte deve ser segura, mas actualmente, com o crescente nível de exigência ditado pela evolução da sociedade, esse critério já não é suficiente. Além de ser segura, a ponte deve parecer segura para os seus utilizadores e ainda inserir-se no ambiente envolvente de modo a constituir um ponto de referência e valorização da qualidade urbana e arquitectónica do local. E em relação a este último critério, nada melhor do que tomar o excelente exemplo da natureza, em que tudo é optimizado, proporcional e ritmado.



Fig. 1.1. – Proporção, ordem e ritmo no perfil de uma ponte.

São várias as componentes que no seu conjunto formam a ponte. Esta pode dividir-se em termos de superestrutura, que tem a designação de tabuleiro, e infraestrutura, que são os pilares, as fundações, os encontros e os aparelhos de apoio. Nesta dissertação, será analisada em pormenor apenas uma dessas componentes, o tabuleiro, que tem inerente uma complexidade a nível de projecto e cálculo superior. Um dos aspectos responsáveis por essa complexidade é a sua construção em obra. O processo construtivo do tabuleiro é em muitos casos decisivo nas opções de projecto que se tomam e a sua consideração é imprescindível. A opção por um determinado método construtivo em particular depende do obstáculo a vencer e das suas dimensões, do material utilizado e da tecnologia disponível. Dentro das várias soluções de concepção de um tabuleiro, será analisada em particular a solução mista caracterizada por betão com elementos metálicos pré-fabricados aplicada em pontes de grande vão. Esse tipo de secções, atendendo às suas características de peso reduzido, tem a vantagem de permitir uma construção mais célere e a concepção de vãos maiores.

Juntar estes dois materiais implica aproveitar os pontos fortes de ambos de forma complementar (compressão do betão com a tracção do aço) de forma a garantir uma maior optimização, mas também, reunir as respectivas desvantagens. No caso do betão estas são a sua reduzida resistência à tracção, a retracção e a fluência. No aço, como é um material não moldável e que origina no cálculo secções esbeltas, problemas como encurvadura e ligações de peças metálicas são inevitáveis. Daí que a evolução tecnológica para a solução mista envolve um maior rigor e exigência ao projectista. Foi com uma abordagem nesse sentido que foi possível a evolução nos materiais utilizados em pontes desde a pedra até ao betão armado pré-esforçado e, agora, a solução mista.



Fig. 1.2. – Solução mista aço/betão para o tabuleiro de uma ponte de pequeno vão.

2

EVOLUÇÃO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM PONTES

2.1. INTRODUÇÃO

O leque de opções que a tecnologia existente nos fornece para a concretização do projecto de uma ponte depende, fundamentalmente, de 3 variáveis: o material a utilizar, a tipologia estrutural e o processo construtivo.

Um novo **material** origina um conjunto de alterações nos métodos e tecnologias (processo construtivo) que marcam de forma indelével a forma final da ponte (tipologia estrutural) e distinguem, assim, uma época da seguinte. Os materiais mais correntemente utilizados, ao longo da história e em períodos diferentes, foram a pedra, a madeira, o aço e o betão armado. Estes dois últimos podem ainda conjugar-se numa solução mista que aproveita as características resistentes complementares do betão (excelente comportamento à compressão) e do aço (excelente comportamento à tracção). Esta solução representa, assim, o estado actual na evolução tecnológica dos materiais estruturais utilizados na construção de pontes.

Em relação à **tipologia estrutural** existem, sobretudo, 4 variantes: a ponte pórtico, a ponte em arco, a ponte suspensa e a ponte de tirantes. A escolha por uma destas tipologias depende, para além dos materiais utilizados, das restrições iniciais impostas ao projecto, como por exemplo: o vão a vencer, a inclinação do terreno nas margens, a altura de água num rio e o tipo de solicitação no tabuleiro (pedonal, rodoviária ou ferroviária). O processo construtivo irá ser abordado com mais detalhe no capítulo 3.

2.2. DA PEDRA AO BETÃO ARMADO

2.2.1. PEDRA

Desde a mais remota antiguidade até ao século XIX, a **ponte em arco de pedra** foi a tipologia básica das pontes até então construídas. Os elementos básicos deste tipo de ponte são: o arco, os pilares, as fundações, a calçada onde passam peões e veículos e um conjunto intermédio de solidarização (transmite as acções de um elemento ao outro).

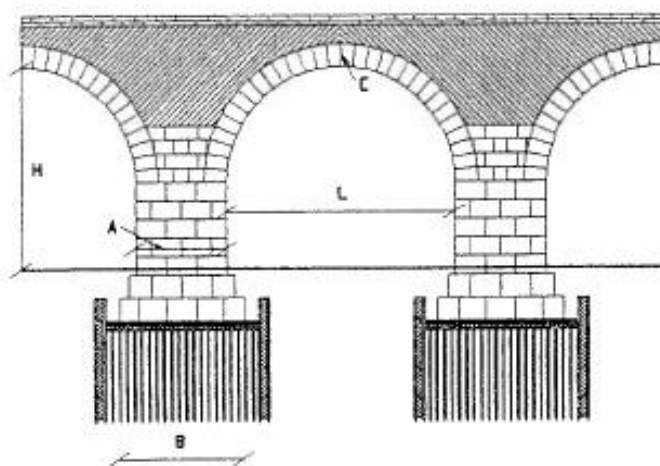


Fig. 2.1. – Constituição básica da ponte em arco de pedra. [1]

O **comportamento resistente** destas pontes assenta na compressão do arco, que é um tipo de esforço mais simples de ser analisado e resolvido no dimensionamento. Os esforços de tracção são praticamente eliminados, o que é desejável já que um conjunto de elementos de pedra tem uma resistência à tracção quase nula. Ou seja, o uso da pedra como material estrutural apenas pode contemplar uma solução de ponte em arco.

O conjunto de noções científicas que suportam a tecnologia da ponte em arco de pedra era consistente mas muito reduzido. O conhecimento resistente das estruturas apenas começa a perfilar-se nos séculos XVII e XVIII. Até então, variáveis de projecto como a relação vão/flecha, a forma do arco, a espessura dos pilares e a implantação das fundações dependiam de relações empíricas e do método tentativa/erro. As fundações constituem o ponto mais débil destas pontes e são a causa mais frequente nas roturas ao longo da história. Isso acontece porque com os meios disponíveis na altura era difícil assegurar uma boa penetração das estacas de madeira em profundidade. Outro aspecto prende-se com o caudal do rio que pode, eventualmente, derrubar os pilares pelo seu impulso e erosão progressiva. A resolução desse problema passava por incluir nos pilares à vista tamalhares pontiagudos que desviam a água para os lados e diminuem a erosão, além de olhais góticos que permitiam a passagem do caudal do rio. O ponto forte é, sem dúvida, a grande durabilidade destas estruturas pois ainda existem actualmente, num bom estado de conservação e de desempenho.

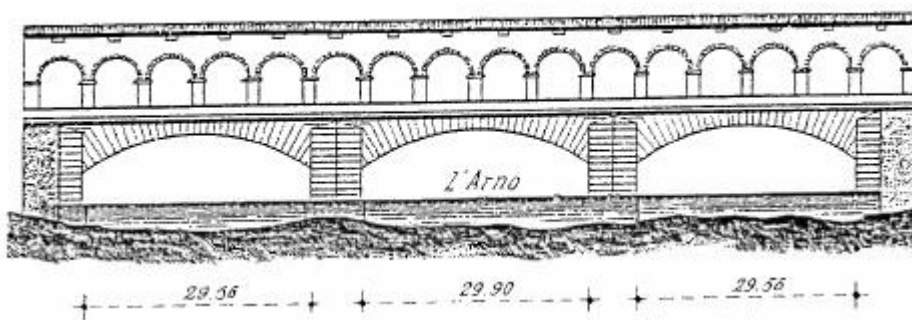


Fig. 2.2. – Ponte Vecchio em Florença. [1]

O processo construtivo destas pontes consiste na utilização de um cimbre (escoramento) em forma de semi-círculo apoiado na base dos pilares já construída. Esse cimbre suporta as pedras que formam o arco. No momento de fecho do arco, são colocadas as pedras de enchimento que transmitem as cargas do tabuleiro para o arco e, posteriormente, para os pilares. Esse enchimento de solidarização é fundamental na resistência do conjunto estrutural dado que ao comprimir o arco, anula os esforços de tracção e potencia o atrito entre as pedras deste.

2.2.2. MADEIRA

A madeira foi um material que coexistiu com a pedra na construção de pontes ao longo dos tempos. As debilidades das estruturas deste material ao efeito do tempo e à acção do fogo é a explicação para que não existam pontes em madeira anteriores ao século XVIII. Em termos estruturais, a principal lacuna reside nas ligações entre os elementos que se revelam frágeis. A madeira tem uma boa resistência à tracção e também à compressão, embora seja susceptível a efeitos de instabilidade por encurvadura, necessitando de contraventamento. Como é fácil de compreender, a esmagadora maioria das pontes de madeira apenas teve lugar em países com recursos florestais abundantes, onde a madeira existia em grande quantidade e a baixo custo.

A grande inovação estrutural introduzida por este material foi a **viga em treliça** das pontes em madeira. O modo como as diferentes peças (barras) se unem entre si nos nós da treliça e assim transmitem os esforços através delas, é o princípio resistente desta solução estrutural que se baseia no equilíbrio desses nós. Nestes nós convergem barras simplesmente comprimidas ou traccionadas dado que os nós não transmitem esforços de flexão.

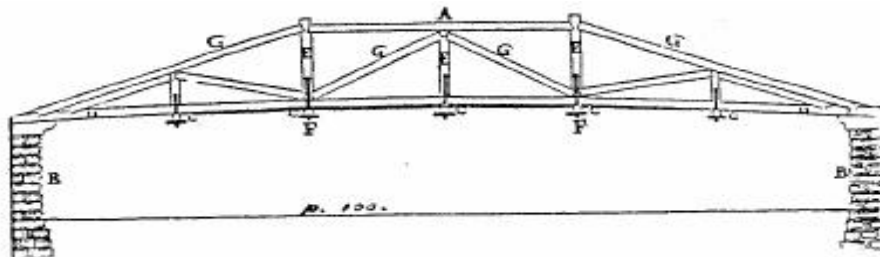


Fig. 2.3. – Viga em treliça simples numa ponte de madeira. [1]

2.2.3. AÇO

A revolução industrial em Inglaterra nos finais do século XVIII trouxe consigo a industrialização e uma maior facilidade no desenvolvimento de materiais metálicos de características mecânicas cada vez melhores. O primeiro material deste tipo a aparecer foi o **ferro fundido** com uma resistência à tracção média de 80 MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa. A primeira ponte totalmente metálica foi construída por Whipple em 1840 em ferro fundido. Mas foi em 1856, por Bessemer, que apareceu o aço com a sua resistência à tracção de 200 MPa.

O princípio resistente das estruturas metálicas em treliça baseia-se, tal como na madeira, no equilíbrio dos diversos nós da estrutura através da convergência nesse nó de barras esforçadas. A reduzida rigidez ao corte das treliças simples devido ao reduzido número de barras verticais e pequena inclinação das escoras, provoca esforços significativos na estrutura articulada. O forte

desenvolvimento social e económico que marcou essa época, despertou esforços crescentes nas estruturas resultantes de elevadas solicitações (por veículos a motor e comboios). Para resolver este problema, foi necessário aumentar o número de barras introduzindo as **treliças múltiplas**.

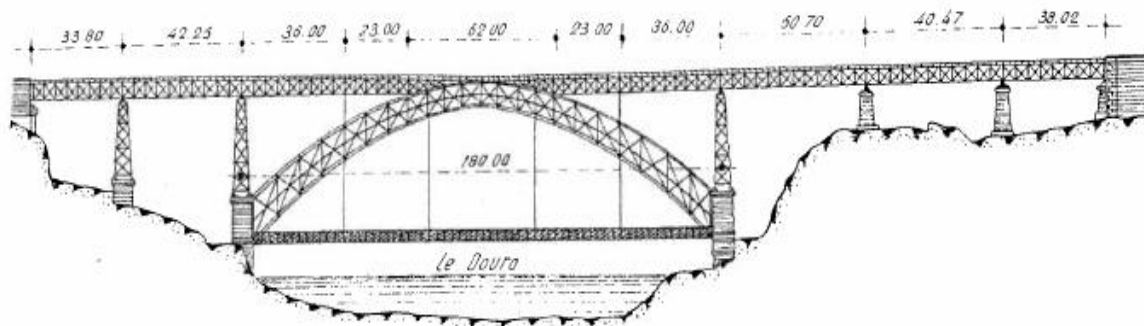


Fig. 2.4. – Treliça múltipla em aço na Ponte Luís I. [1]

A solução em arco continuava a ser mais usual nas estruturas totalmente metálicas. Uma das particularidades das estruturas em arco diz respeito ao seu processo construtivo. Este baseia-se em avanços sucessivos desde as margens até à união intermédia formando o arco. Antes da união, as peças incompletas do arco são suportadas por tirantes provisórios que se ligam ao tabuleiro e aos pilares. Os momentos introduzidos nestes elementos são absorvidos por tirantes provisórios ancorados nas margens (ver figura 2.4.). Logicamente, quanto maior for o vão a vencer, maiores serão os esforços nos tirantes. Com o aparecimento do aço, estes tirantes podiam ser **cabos de aço** de elevada resistência à tracção em vez de cordas como antes se utilizava. Assim, era possível ir mais longe no processo construtivo das pontes em geral.

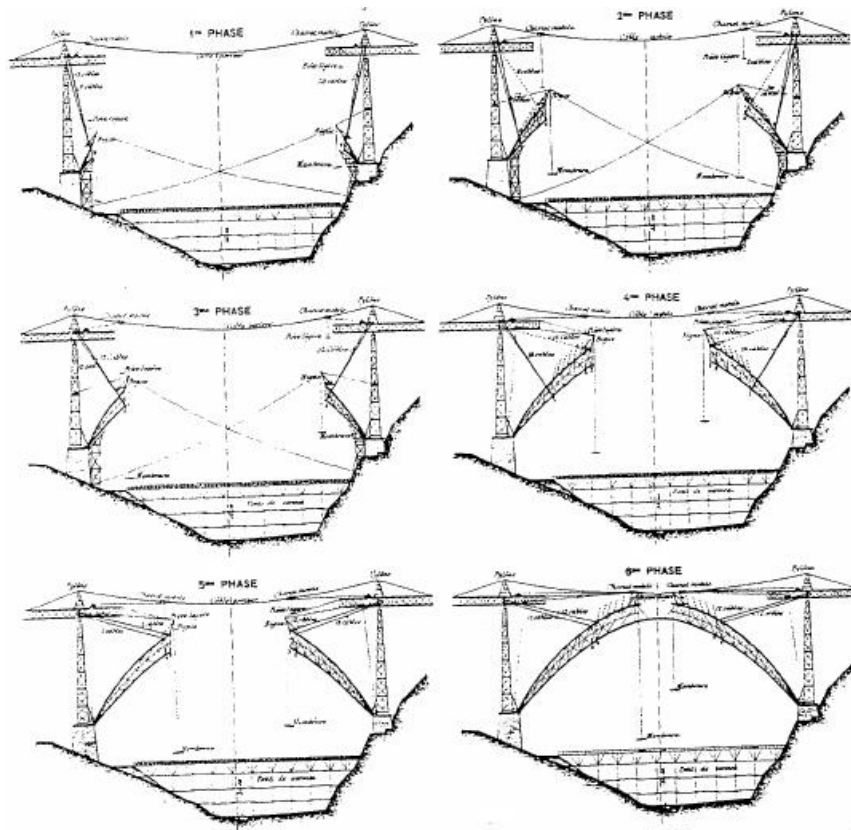


Fig. 2.5. – Uso de tirantes na construção de um arco metálico. [1]

Outra aplicação, de grande importância, dos cabos de aço em termos estruturais diz respeito à possibilidade de suspender um tabuleiro através de um cabo. Trata-se, portanto, da **ponte suspensa**. Esta solução utiliza um conjunto de tirantes verticais ligados ao cabo principal que introduzem apoios intermédios elásticos no tabuleiro. Deste modo, os esforços de flexão são diminuídos através da redução dos vãos no tabuleiro, sendo a principal componente resistente da ponte a tracção nos cabos. Estes cabos são, normalmente, ancorados em pilares que apoiam o tabuleiro prolongando-se para além deste. A ponte suspensa é a mais competitiva quando se trata de vencer grandes vãos. Tal como a solução em arco, não necessita de um número elevado de pilares de modo a reduzir os vãos. No entanto, tem a vantagem de se poder aumentar a relação flecha/vão através da altura dos pilares, enquanto que no arco com tabuleiro superior existe a limitação resultante da cota definida para o tabuleiro.



Fig. 2.6. – Ponte sospesa. [1]

2.2.4. BETÃO ARMADO

Em 1824, Joseph Aspdin desenvolve um novo **cimento artificial** “Portland” que juntamente com agregado e água, ganha presa e forma betão. Este material tem um bom comportamento à compressão (resistência pode variar entre os 20 e os cerca de 100 MPa para betões de alta resistência) e um custo relativamente baixo. Logo, se embebido (armado) no betão estiver um material com um bom comportamento à tracção (aço) temos, então, um material com uma excelente capacidade resistente. É por estes motivos que o betão armado é actualmente o material estrutural mais utilizado e veio, praticamente, substituir a solução de ponte totalmente metálica utilizada até então.

O conceito resistente de treliça continua válido nas estruturas de betão armado. As barras comprimidas são escoras interiores de betão e as traccionadas são a armadura embebida no betão. Os nós da treliça são, portanto, teóricos ao contrário das estruturas metálicas e de madeira. A baixa resistência à tracção do betão origina problemas de fendilhação fazendo com que as soluções com vigas de vãos superiores a 10m fossem desaconselháveis. O aparecimento do **pré-esforço** no princípio do século XX veio resolver este problema, introduzindo no betão compressões favoráveis devido a esforços iniciais de tracção nas armaduras de pré-esforço. Esta solução permite, actualmente, a concepção de vigas com vãos antes só conseguidos com recurso ao arco. Ainda como pontos desfavoráveis do betão surgem os consideráveis efeitos diferidos de fluência e retracção devido à sua constituição química.

Em termos de comportamento resistente, o do betão é bastante semelhante ao da pedra. No entanto, apresenta algumas propriedades que se revelam decisivas em relação à pedra. O betão é de fácil produção enquanto que a pedra teria de ser obtida a partir das rochas no terreno. Isto permite ter um material em idades jovens apresentando uma grande plasticidade. Estas **vantagens** traduzem-se numa boa trabalhabilidade do betão e na possibilidade de introduzir armadura aderente neste. A analogia com a pedra mantém-se quando se fala na solução da ponte em arco pois, como já foi dito, o arco funciona praticamente apenas como um elemento comprimento sendo de toda a vantagem a utilização do betão armado nesta tipologia estrutural.

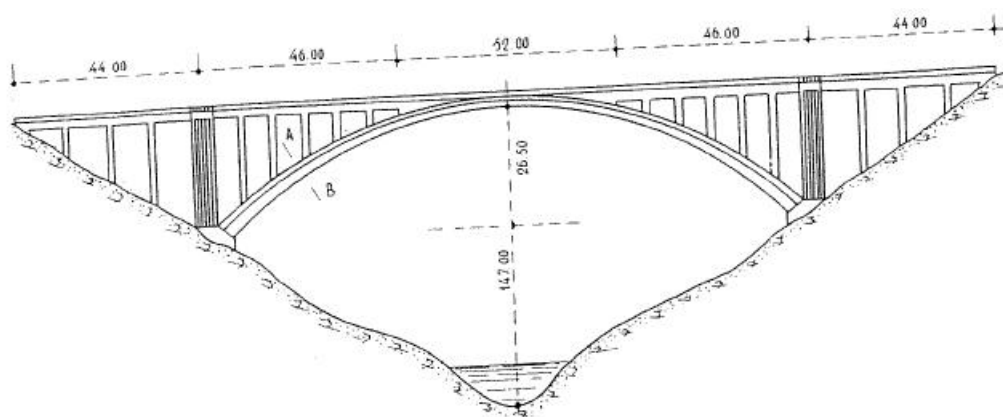


Fig. 2.7. – Ponte em betão armado. [1]

Como se pode ver na figura anterior, o arco actual não é o mesmo do arco em pedra. Hoje em dia, um arco pode ligar-se ao tabuleiro por intermédio de escoras (tabuleiro superior) ou de tirantes (tabuleiro inferior) introduzindo, assim, apoios pontuais no tabuleiro de modo a reduzir os vãos interiores e os

esforços de flexão. O tabuleiro intermédio (liga-se ao arco por pilares e tirantes) também é uma possibilidade, ocorrendo nos casos que se pretende ganhar relação flecha/vão às soluções tabuleiro superior ou inferior. Quanto for maior for essa relação mais apto estará o arco a suportar cargas verticais. Verifica-se também que os impulsos nas fundações do arco têm, nesse caso, uma componente horizontal mais reduzida. Este facto é importante porque a direcção horizontal é onde a resistência dos solos é mais problemática. A altura prevista do tabuleiro em relação ao nível da água e o relevo das margens pode inviabilizar essa pretensão. Esta tipologia estrutural está, à partida, mais vocacionada para casos de vales muito profundos em que é difícil a implantação de pilares.

Naturalmente que o aparecimento de um material de características únicas como o betão armado fez alargar o leque de soluções estruturais em pontes. Uma ponte constituída por laje, vigas e pilares (sem arco nem cabos) designa-se como **ponte pórtico**, ou **ponte viga** caso não exista continuidade entre pilares e tabuleiro.



Fig. 2.8. – Ponte viga. [1]

Para pontes de grande comprimento, a solução de ponte viga exige um número superior de pilares de modo a reduzir os vãos e, assim, os esforços de flexão. Mesmo assim, a principal componente resistente está no tabuleiro em que o aumento da secção se traduz em mais peso próprio (carga). A implantação de pilares no terreno é, no geral, muito crítica em termos de peso nos custos globais da obra. Estes devem ser em número reduzido e estar posicionados em locais que conjuguem da melhor forma 2 factores: nível da água baixo e solos com bom comportamento mecânico. Daqui se conclui que a ponte pórtico e a ponte viga não são, à partida, mais vocacionadas para vencer grandes vãos ao contrário das soluções suspensas e em arco.

Nem sempre a suspensão da ponte se processa através de cabos. Esta pode ser realizada por tirantes não solidarizados entre si, ancorados no pilar e no tabuleiro, obtendo-se a **ponte atirantada**. Os tirantes são colocados em tensão à medida que a construção do pilar prossegue em altura. Estes devem ser ancorados nos bordos de tabuleiro de modo a conferir rigidez à torção, e afastados das proximidades do pilar pois este é um apoio rígido que elimina a eficácia de apoios flexíveis (tirantes). Este tipo de solução é mais eficaz numa solução em betão armado pois não é apenas a componente vertical da força exercida pelo tirante que é resistente. A componente horizontal gera uma compressão no tabuleiro, semelhante ao efeito de pré-esforço, podendo originar problemas de instabilidade por encurvadura nas vigas metálicas de elevada esbelteza.



Fig. 2.9. – Ponte atirantada. [1]

2.3. ESTRUTURAS MISTAS

2.3.1. SOLUÇÕES CLÁSSICAS

Os primeiros ensaios em laboratório acerca do comportamento resistente de um **tabuleiro misto** aço/betão tiveram lugar no “Laboratório Nacional de Física” em Inglaterra, pouco antes do início da 1ª Grande Guerra [11]. Mais tarde, surgiram publicações de “Scott & Caughey” que sugeriam métodos de cálculo de pontes mistas e que serviram de base às primeiras soluções construídas nos anos 20 do séc. XX. Estas estruturas tinham ainda um objectivo sobretudo experimental, sendo apenas após a 2ª Grande Guerra que passaram a constituir uma alternativa válida ao betão armado e tiveram a sua grande expansão.

De todo um conjunto de acções que solicitam uma ponte ao longo do seu período de vida, o seu peso próprio é, sem dúvida, uma das mais importantes no processo de dimensionamento para esforços de flexão e corte. Logo, em relação à **escolha dos materiais** devem ser aplicados aqueles com menor relação peso próprio/resistência, sem esquecer, claro, o factor económico associado. Será, então, interessante expor as seguintes considerações acerca do betão e do aço com base em valores correntes:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{betão}} &= 2549 \text{ kg/m}^3 & ; & & \rho_{\text{aço estrutural}} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\ f_{ck} &= 35 \text{ MPa} & ; & & f_{yk} &= 355 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 3,2 \text{ MPa} & ; & & & \\ \text{preço}_{\text{betão armado}} &= 0,18 \text{ €/kg} & ; & & \text{preço}_{\text{aço estrutural}} &= 2,50 \text{ €/kg} \end{aligned}$$

Compressão

$$\text{Betão} \rightarrow \frac{0,18 \times 2549}{35} = 13,1 \text{ €/m}^3/\text{MPa} \quad \text{Aço} \rightarrow \frac{2,50 \times 7850}{355} = 55,3 \text{ €/m}^3/\text{MPa}$$

Tracção

$$\text{Betão} \rightarrow \frac{0,18 \times 2549}{3,2} = 143,4 \text{ €/m}^3/\text{MPa} \quad \text{Aço} \rightarrow \frac{2,50 \times 7850}{355} = 55,3 \text{ €/m}^3/\text{MPa}$$

f_{ck} - resistência característica do betão à compressão

f_{ctm} - resistência média do betão à tracção

f_{sk} - resistência característica das armaduras

Daqui se conclui que o betão é o melhor material para resistir a tensões de compressão mas para o caso das tracções, este é um péssimo material. Portanto, é de todo o interesse que o material das fibras traccionadas numa secção seja aço. A solução de betão armado possui betão fissurado (inactivo) a envolver as armaduras, o que não acontece numa solução com vigas metálicas. A secção de betão pode estar toda comprimida caso se utilize pré-esforço mas existem custos associados a esse processo. Ou seja, um tabuleiro misto optimiza, à partida, as propriedades dos materiais em termos de carga, custo e resistência. Mas as vantagens desta solução não se ficam por aqui, existindo também aspectos desfavoráveis:

Vantagens

- as secções mistas (com vigas metálicas) são mais rígidas podendo-se calcular secções mais esbeltas para o mesmo vão (esteticamente mais atractivas) o que origina secções mais leves (menos carga na ponte);
- as vigas metálicas (elementos pré-fabricados) podem funcionar como suporte de uma plataforma de trabalho facilitando o processo construtivo ao torná-lo mais simples e rápido – ideal no alargamento de pontes em utilização;
- menores deformações diferidas devido às propriedades do aço (fluência e retracção no aço são desprezáveis);
- não apresentam fissuração como o betão (a verificação do estado limite de descompressão obriga à utilização de elevadas quantidades de pré-esforço);
- o aço possui uma maior fiabilidade e controlo de produção o que permite que tenha um coeficiente de redução de resistência mais baixo que o betão.

Desvantagens

- necessidade de dimensionar conectores aço/betão que transmitam esforços de corte entre os elementos, solidarizando-os;
- a necessidade de conferir rigidez à torção e a acções horizontais (vento), bem como a elevada esbelteza das vigas da secção (instabilidade por encurvadura face a esforços de compressão) obriga a dimensionar peças de contraventamento que unam as vigas transversalmente;
- problemas de resistência ao fogo e de corrosão caso não sejam tomados os devidos cuidados.

Em 1995, a SETRA [3] elaborou um **estudo estatístico** acerca da construção de pontes mistas em França. É interessante realçar alguns dados importantes que já naquele tempo se faziam sentir. Como se pode ver na figura 2.10. as vantagens atrás descritas manifestavam-se num forte crescimento da percentagem de pontes mistas construídas em cada ano até então:

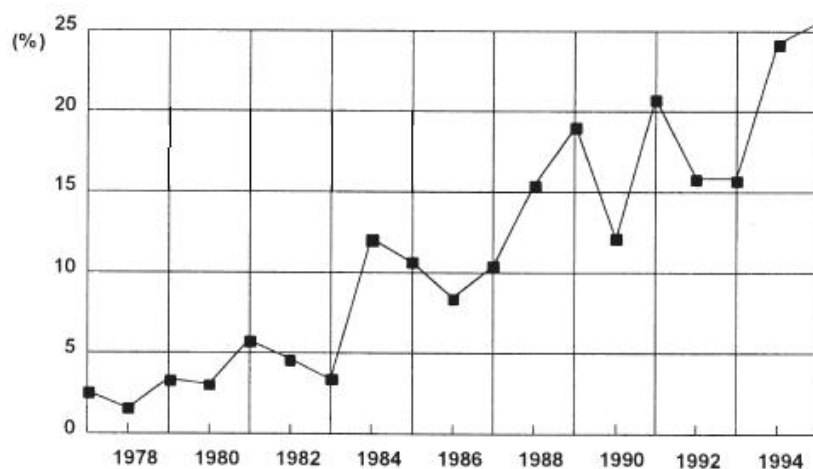


Fig. 2.10. – Evolução da percentagem de pontes mistas construídas em cada ano. [3]

Este estudo estatístico aborda, ainda, a frequência da construção de pontes mistas em função do comprimento do vão. A figura 2.11. mostra que entre os 30 e os 110m a percentagem de pontes construídas com esta solução é bastante significativa. Isto acontece devido às vantagens desta solução em relação ao betão armado pré-esforçado, embora, para vãos pequenos (inferiores a 30m) esta última é mais utilizada porque a simplicidade de cálculo e de processo construtivo não justifica uma opção tecnologicamente mais avançada como a ponte mista. Para grandes vãos (superiores a 110m) o estudo mostra (ver figura 2.12.) que nenhuma das soluções se revela particularmente vantajosa em relação à outra. No entanto, estes dados referem-se a um período específico, não reflectindo a recente evolução neste assunto. Como adiante se verá neste trabalho, actualmente a solução mista revela-se vantajosa mesmo para grandes vãos.

A figura 2.11. faz referência a pontes de vigas metálicas embebidas em betão. Este tipo de vigas costuma ser utilizado em pontes ferroviárias de pequeno vão de modo a serem satisfeitas exigências a nível de rigidez e vibrações.

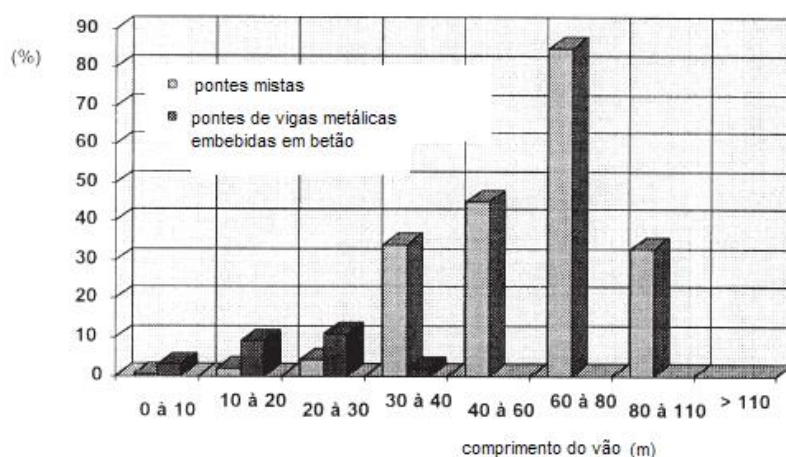


Fig. 2.11. – Distribuição da percentagem de pontes mistas construídas em função do vão. [3]

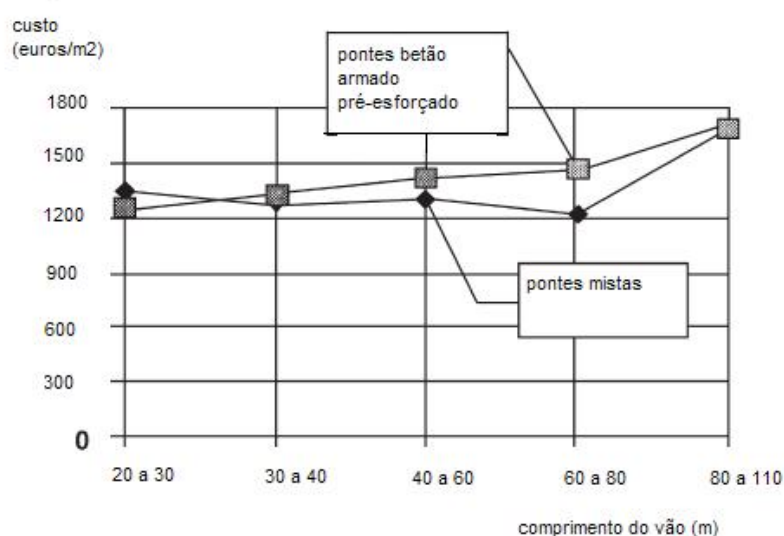


Fig. 2.12. – Comparação de custos de cada solução de materiais em função do vão. [3]

As secções transversais que mais correntemente se utilizam de modo a maximizar a sua rigidez flexional e de corte são as secções em I ou em caixão. No caso da flexão, isso é conseguido afastando o mais possível toda a massa da secção dos respectivos eixos baricêntricos. Para o corte, o objectivo será conferir à alma da secção uma determinada largura. Em relação ao número de vigas longitudinais adoptadas, isso depende, sobretudo, do vão a vencer. Para grandes vãos, a secção é condicionada pelos momentos longitudinais, logo interessa distribuir a massa (vigas) em altura de modo a maximizar a rigidez a esses esforços. Nos vãos reduzidos a componente de flexão transversal é mais crítica, havendo vantagens em aumentar o número de vigas de modo a serem reduzidos os esforços transversais e, consequentemente, a espessura da laje. Isto apesar de a massa ser distribuída na horizontal.

A parte superior de uma solução de tabuleiro misto consiste numa **laje de betão** armado comprimida e que constitui o pavimento da ponte (grande volume de material). Esta laje pode, eventualmente, ser pré-esforçada caso a largura do tabuleiro o justifique. A parte inferior traccionada será constituída por vigas. A laje liga-se às vigas através de conectores que podem de vários tipos. No caso de **vigas metálicas em I** (ver figura 2.13.), como já foi dito, para se conferir maior rigidez face às acções horizontais (vento) e à instabilidade por encurvadura, é frequente o contraventamento destas. Para isso, as vigas são unidas rigidamente através de uma treliça metálica e/ou vigas transversais metálicas. A laje de betão com espessura maior na zona dos apoios nas vigas é usual dado que nessa zona existem conectores, para além de ser aí que os momentos flectores e os esforços de corte são mais gravosos. Essa geometria proporciona também um ligeiro efeito de arco (trajectória de tensões funicular) que aumenta a resistência.

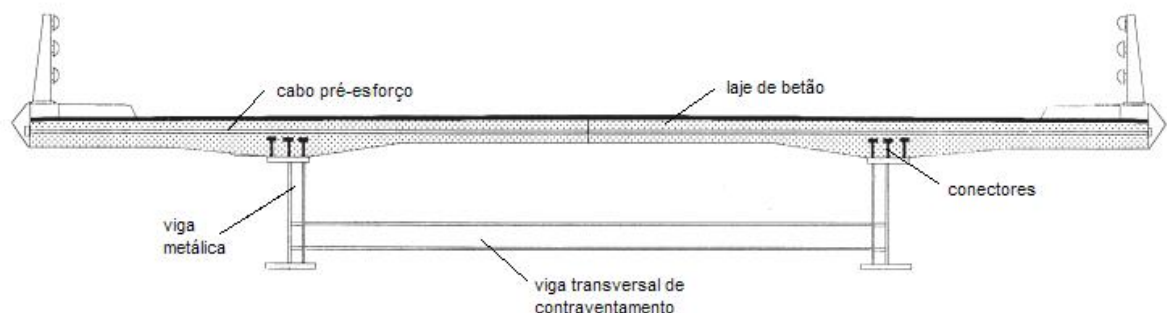


Fig. 2.13. – Secções de tabuleiros mistos com vigas em I. [3]

Em relação aos **conectores**, que podem de vários tipos, estes são fundamentais para solidarizar os dois materiais através da transmissão de tensões tangenciais, aumentando a rigidez da secção. Por exemplo, consideremos dois materiais semelhantes numa secção de largura 0,20m, o primeiro com altura 0,40m e o segundo também com altura 0,40m:

$$I = \frac{0,20 \times 0,40^3}{12} \times 2 = 0,00213m^4 \quad \rightarrow \quad \text{materiais não solidarizados}$$

$$I = \frac{0,20 \times (0,40 + 0,40)^3}{12} = 0,00853m^4 \quad \rightarrow \quad \text{materiais solidarizados}$$

Como se pode observar a existência de conectores quadruplica a inércia desta secção aumento, assim, a sua resistência à flexão de modo significativo. A desvantagem da existência de conectores prende-se com o facto de estes impedirem deformações (retracção e variações térmicas) no betão provocando fissuração. Esta é diminuída através da imposição de um afastamento mínimo para os conectores e, também, da exigência que o betão colocado tenha um determinado conjunto de parâmetros com os níveis pretendidos como o tipo de cimento, relação água/cimento.

As soluções para o tabuleiro com **vigas metálicas em caixão** têm secções transversais com uma resistência à torção superior à das vigas em I devido às chapas metálicas paralelas ao pavimento da ponte. Contudo, devido à sua maior complexidade têm um processo construtivo mais exigente podendo se tornar numa solução menos económica, sobretudo quando o vão entre margens é reduzido. Como se pode observar na figura 2.14., a solução de contraventamento do tabuleiro consiste em colocar barras metálicas articuladas nos nós do caixão ligando a viga à lajeta superior. Deste modo introduz-se um apoio intermédio na laje diminuindo, assim, os esforços de flexão transversal. Como esta é dimensionada predominantemente a esse tipo de esforços, pode-se adoptar espessuras mais reduzidas e, por conseguinte, baixar o peso próprio da ponte. Quando as disposições iniciais de projecto obrigam a uma grande largura do tabuleiro, é normal existir a necessidade de se colocarem barras metálicas a unir rigidamente as extremidades da laje à base da viga caixão devido ao aumento dos vãos entre apoios nesta. Deste modo as abas da laje deixam de ser consolas reduzindo os momentos negativos nos apoios nas vigas. Quando exequíveis, estas soluções revelam-se mais económicas do que o pré-esforço transversal.

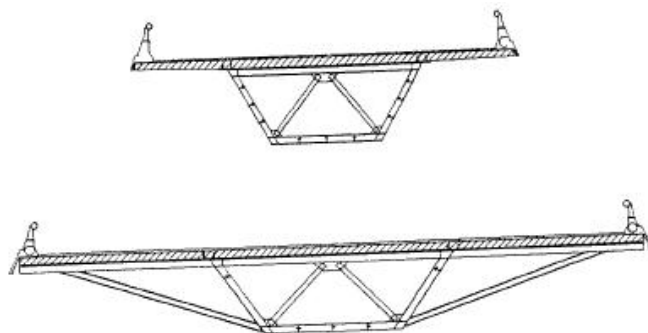


Fig. 2.14. – Secções de tabuleiros mistos com vigas caixão. [1]

De modo a ser acautelada a instabilidade das chapas da viga metálica aos efeitos de encurvadura é usual o dimensionamento de **nervuras de rigidez** (ver figura 2.15.). Estas podem ser horizontais ou verticais e a sua função é diminuir o comprimento de encurvadura local.

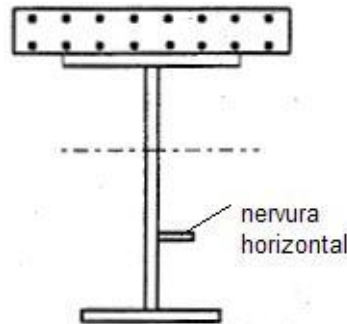


Fig. 2.15. – Nervura horizontal na alma de uma viga metálica.

Já foi referido que as vigas metálicas podem ter problemas de corrosão caso não sejam tomadas as devidas precauções. Estas consistem num **tratamento anti-corrosão** através da aplicação controlada de camadas protectoras nas vigas e de uma inspecção regular durante o período de vida estrutura de modo a prevenir eventuais danos na protecção. Os tipos de tratamento mais utilizados são a pintura ou a aplicação de um “spray” metálico, devendo ter uma boa durabilidade e um baixo impacto ambiental. A opção acerca da solução usada depende do tipo de ponte em questão, do respectivo período de vida projectado e das condições climáticas e ambientais locais. A figura 2.15. mostra um esquema de um tratamento anti-corrosão em que se aplicam 3 camadas protectoras na superfície das vigas metálicas. A camada primária e intermediária devem ser colocadas em fábrica, enquanto que a camada de topo deve ser colocada em obra depois da betonagem.

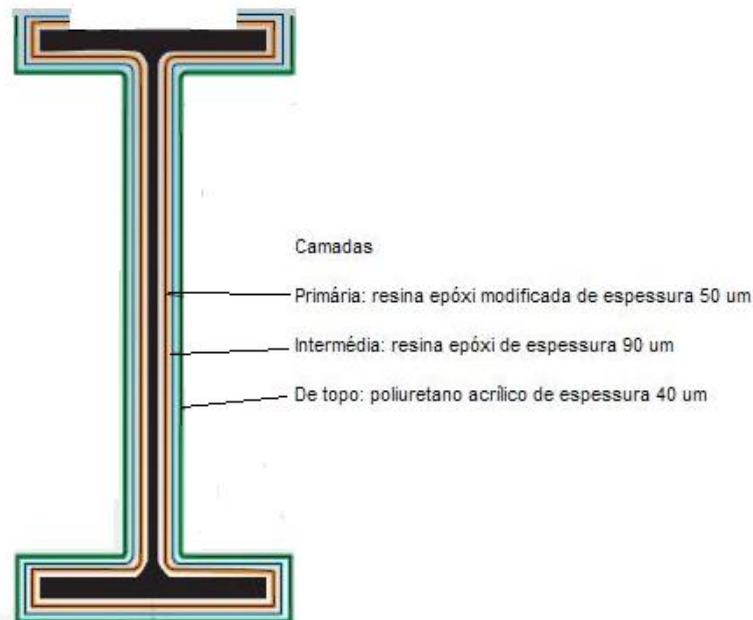


Fig. 2.16. – Tratamento anti-corrosão numa viga metálica. [6]

Uma questão interessante no projecto de uma ponte mista diz respeito à **continuidade** ou não do tabuleiro nas zonas de apoios (pilares) intermédios. A solução mais correntemente utilizada é da continuidade pois tem vantagens que se revelam determinantes. Estas são a maior rigidez dada pela

maior hiperestaticidade do tabuleiro que se traduz numa maior capacidade de carga e melhor distribuição dos momentos actuantes. A quantidade de juntas utilizadas é, neste caso, menor o que melhora o conforto na circulação automóvel na ponte. Uma solução alternativa de continuidade manifesta-se através da transferência de carga de viga para viga através de uma zona de betão comprimida (ver figura 2.16.) que está ligada às vigas por intermédio de conectores (transmissão do esforço transverso para os pilares). Antes da betonagem as vigas funcionam como simplesmente apoiadas tendo como acções actuantes o seu peso próprio e do betão fresco. Apresenta a desvantagem do corte na conexão vertical aço/betão devido ao elevado esforço transverso na zona do pilar. As vigas são colocadas em obra, normalmente, com uma contra-flecha de modo a eliminar esta deformação elástica, a não ser que seja possível uma solução de escoramento das vigas, o que é raro.

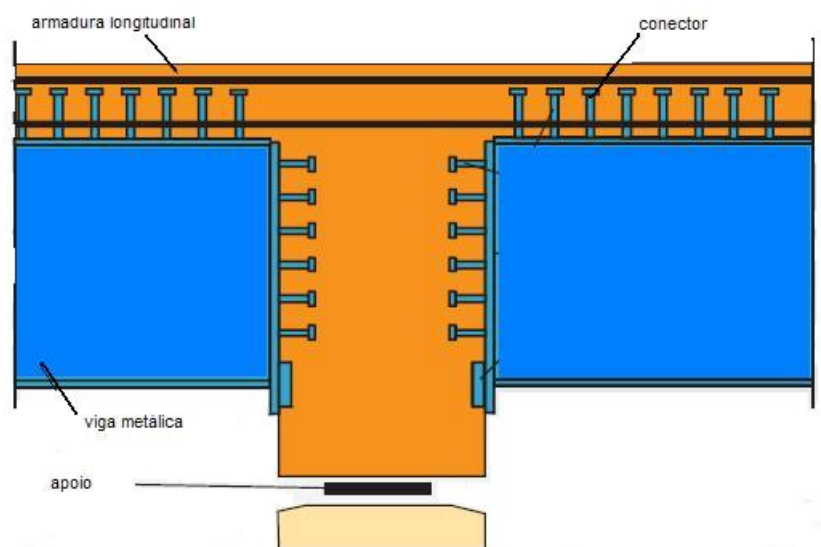


Fig. 2.17. – Pormenor de uma alternativa de continuidade do tabuleiro misto num apoio intermédio. [6]

A **não continuidade** do tabuleiro ocorre quando as deformações devido a temperatura e retracção impõe um número superior de juntas de dilatação, ou então, quando se pretende que as vigas metálicas funcionem apenas à tracção (de modo a anular os efeitos de encurvadura). Nesta situação, o tabuleiro funciona como uma viga simplesmente apoiada. Outra alternativa consiste no que se designa de semi-continuidade (ver figura 2.17.), em que apenas a laje de betão não é interrompida na zona do pilar. O objectivo desta solução é, sobretudo, melhorar a circulação automóvel na ponte além de providenciar um reduzido momento plástico negativo nessa secção.

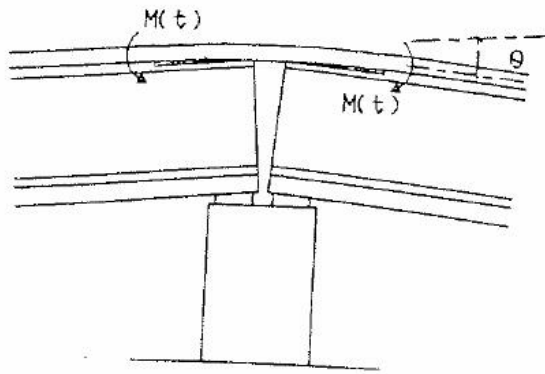


Fig. 2.18. – Pormenor da semi-continuidade do tabuleiro misto num pilar. [1]

Como é fácil de concluir este tipo de secções está mais vocacionado para os momentos positivos (tracções nas fibras inferiores). No caso de momentos negativos, as vigas irão estar comprimidas e a laje de betão com esforços de tracção. As alterações resultantes na secção serão o reforço do contraventamento das vigas, o aumento de armadura passiva na laje e, possivelmente, a colocação de **pré-esforço longitudinal** junto aos pilares (grandes vãos). O objectivo do pré-esforço é que a laje esteja toda comprimida actuando as cargas frequentes na ponte. Quando se utiliza pré-esforço longitudinal podia-se pensar que a solução mista não é tão eficaz e optimizada pois, para além do custo associado, a diminuição das tracções na laje é conseguida à custa da compressão na viga metálica. Esta afirmação é verdadeira. Daí que o pré-esforço apenas deva ser aplicado na laje antes da conexão com a viga metálica de modo a que os esforços desfavoráveis de compressão não sejam introduzidos nesta. Esta solução pode ser conseguida através de uma laje pré-fabricada ou de uma betonagem “in situ” em que as zonas de conexão são preenchidas posteriormente. O pré-esforço numa laje pré-fabricada não introduz esta flexão positiva benéfica para a viga metálica pois aquando da conexão o pré-esforço já se encontra absorvido no betão (através de um encurtamento da laje). Tem como vantagem a não introdução de elevados esforços rasantes críticos para o dimensionamento dos conectores e a não existência de efeitos hiperestáticos de pré-esforço, tornando a solução bastante eficaz e económica. Uma resolução alternativa para o problema reside em soluções modernas como a dupla acção mista, que se aborda no ponto seguinte. Contudo, convém salientar que a flexão negativa numa ponte ocorre num comprimento menor que a flexão positiva, ou seja, apesar de terem um valor absoluto significativo, estes esforços não são os predominantes na estrutura.

2.3.2. SOLUÇÕES MODERNAS

Com o objectivo de melhorar a eficácia das soluções clássicas de secções mistas na resistência a momento flectores negativos têm sido desenvolvidas e aplicadas secções transversais que introduzem diferenças acerca da normal disposição dos materiais (betão e aço) na ponte. Esta necessidade é, obviamente, mais premente quando existem grandes vãos a vencer e os esforços envolvidos são superiores.

Um tipo de solução que visa corresponder ao objectivo descrito é o caso da **dupla acção mista**. Esta consiste em colocar betão na zona inferior da secção nas proximidades de apoios intermédios. Deste modo, a resistência à flexão aumenta, não apenas pela colocação de mais material, mas também pelo aumento da eficácia da resistência à compressão das vigas metálicas. No caso das secções em duplo T (ver figura 2.15.) existe betão armado a envolver as vigas metálicas (melhora a resistência ao fogo das

vigas), enquanto que nas secções em caixão a placa inferior de aço é substituída por betão armado (ver figura 2.16.). Para esta última situação importa referir, para melhor compreensão da figura, que a ponte tem uma altura superior nos apoios intermédios em relação à altura a meio do vão central. É de realçar que a dupla acção mista, como medida de optimização das secções, tem a vantagem de não ser exclusiva da concepção de novas pontes. Esta solução pode, também, ser implantada como medida de reforço ao longo do período de vida da estrutura caso se verifique essa necessidade.

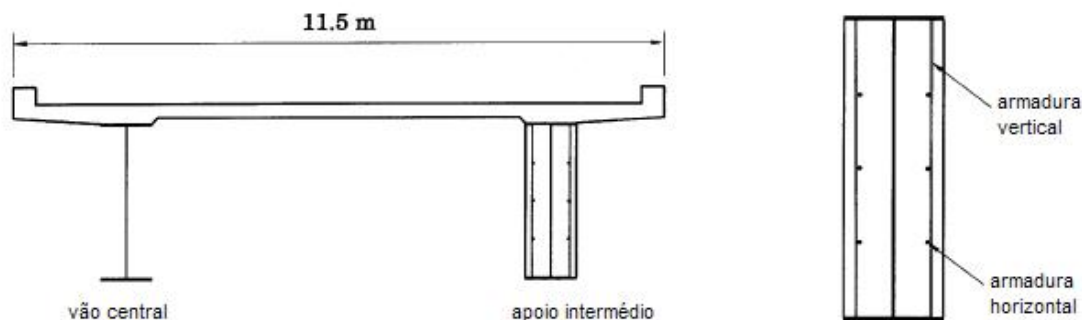


Fig. 2.19. – Dupla acção mista em secções de vigas metálicas duplo T. [5]

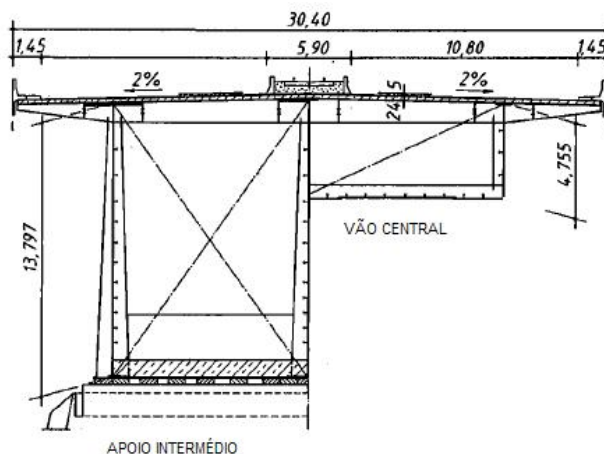


Fig. 2.20. – Dupla acção mista em secções de vigas metálicas em caixão. [4]

Vantagens da dupla acção mista:

- verifica-se experimentalmente que a resistência a momentos flectores negativos por parte da secção aumenta em cerca de 1,5 vezes mais, ou seja, é possível a concepção da ponte com vãos maiores [5];
- verifica-se experimentalmente que a resistência ao corte (esforço transversal) aumenta em cerca de 2,5 vezes mais, sendo que é na zona dos pilares intermédios que se concentram estes esforços [5];
- o peso adicional introduzido pelo betão é em grande parte absorvido como esforço axial nos pilares e não como flexão nas vigas;

- permite diminuir a quantidade de vigas transversais (colocadas manualmente e exigindo muitas ligações) nessas zonas pois o betão confina as vigas restringindo os problemas de encurvadura destas;
- a eliminação dos problemas de encurvadura do tabuleiro sobre os pilares permite o cálculo plástico das secções e uma redistribuição de esforços na análise global;
- melhor comportamento face a acções dinâmicas que introduzem vibrações na estrutura e diminuição do ruído (útil em pontes ferroviárias) [5];
- solução eficaz em pontes atirantadas em que a compressão na zona de pilares intermédios é ainda mais significativa.

Apenas a título de referência, existe ainda outra solução para um tabuleiro misto que é a **viga metálica em treliça** que tem a vantagem de ser esteticamente atractiva e estruturalmente versátil pois pode adquirir várias formas. A treliça, baseando-se no equilíbrio de barras num nó, permite uma boa rigidez para uma baixo peso próprio. Tem, também, uma boa resistência às acções do vento pois, neste caso, a superfície exposta é reduzida.

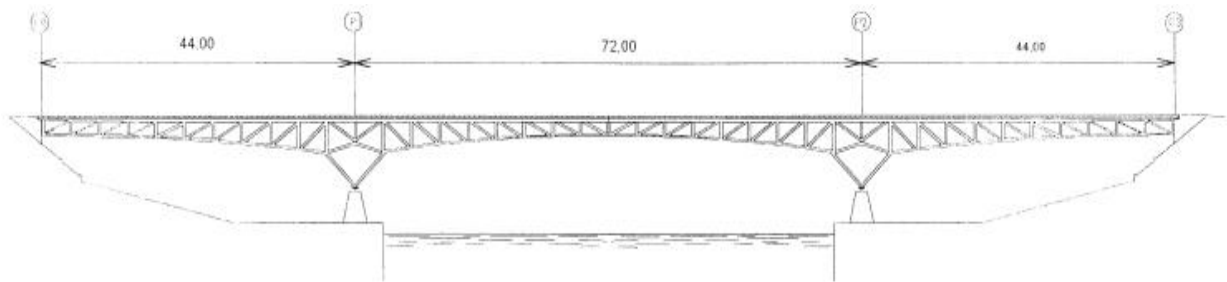


Fig. 2.21. – Ponte mista com viga metálica em treliça. [3]

3

MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES MISTAS

3.1. INTRODUÇÃO

O **processo construtivo** está na essência de qualquer tipologia estrutural básica sendo que, no caso das pontes, este aspecto é ainda mais relevante. A arte da construção é a maneira como as partes se organizam para formar um todo que as ultrapassa, ou seja, como fazer peças de dimensão considerável a partir de elementos pequenos, fáceis de transportar e montar. A estrutura vai resistindo e tendo deformações à medida que vai sendo construída, o que leva a que, para além da tecnologia construtiva a utilizar, os **esforços inerentes** a esse processo tenham de ser tomados em conta no dimensionamento. Nas pontes, estes esforços são, muitas vezes, os condicionantes no cálculo. Isso deve-se ao facto de a sua construção levantar problemas tecnológicos e logísticos complexos, para além de, na ponte, o seu peso próprio ser uma das principais acções.

Uma das principais inovações relativamente à construção de pontes reside no crescente uso de peças pré-fabricadas devido às vantagens que daí resultam. A pré-fabricação reduz significativamente o tempo de construção e os custos de mão-de-obra de uma ponte diminuindo o seu impacto ambiental, além disso, os problemas de retracção e fluência de cargas aplicadas em idades jovens são minimizados. Logo, estas soluções revelam-se, normalmente, mais económicas. Como desvantagens, a necessidade de equipamentos capazes de manobrar as peças pré-fabricadas e a maior complexidade tecnológica associada que por vezes se transporta para o cálculo. Os exemplos mais correntes deste tipo de peças são as lajes de betão armado pré-fabricadas e as vigas metálicas.

Neste capítulo irão ser abordados os 3 principais processos construtivos de pontes mistas que são: o método dos deslocamentos sucessivos, as vigas de lançamento e o método dos avanços sucessivos. A opção por um destes métodos deve ser tomada em fase inicial do projecto devido às restrições que impõe e depende de vários parâmetros como as condições locais, a tipologia estrutural escolhida e os materiais utilizados. A abordagem feita irá incidir no processo construtivo em si, bem como nos esforços inerentes a serem considerados no dimensionamento.

3.2. DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

3.2.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO

A tecnologia actual tem permitido o aparecimento, a nível comercial, de materiais com um coeficiente de atrito muito baixo (o *téflon*, por exemplo) e de equipamentos capazes de mobilizar peças de dimensões e peso consideráveis. Esta evolução teve efeito na construção de pontes através do surgimento de métodos construtivos novos e aperfeiçoamento dos já existentes. O método dos deslocamentos sucessivos é relativamente recente (desenvolvido no início da década de 60) e reflecte esse contexto. Este consiste na translação longitudinal de um troço do tabuleiro (através de macacos hidráulicos) segundo o eixo da ponte, a partir de uma margem. A repetição deste processo para troços sucessivos permite obter a forma final (ver figura 3.1.). Os elementos têm, normalmente, comprimento entre 10 a 30m sendo as ligações feitas por soldadura ou parafusos no caso das vigas metálicas. Caso os elementos não tenham dimensão suficiente para vencer o vão, deve-se procurar que as ligações sejam feitas nas secções de menor momento, nomeadamente, a $\frac{1}{4}$ do vão.

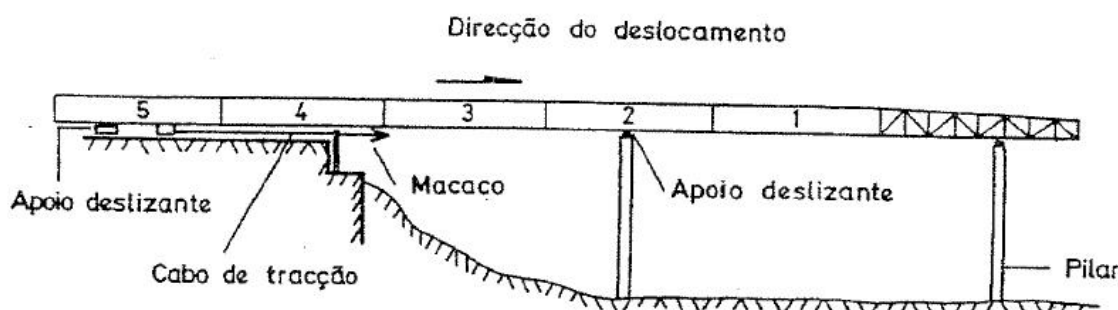


Fig. 3.1. – Construção de uma ponte pelo método dos deslocamentos sucessivos. [9]

O comprimento de vão mais adequado neste processo situa-se entre os 40 e os 60m, podendo em casos excepcionais chegar aos 100m. Isto pode acontecer se o tabuleiro for empurrado a partir de ambas as margens e ligado a meio vão, ou então, se for possível a colocação de pilares ou tirantes provisórios que reduzem o vão das consolas. As principais **vantagens** residem no aproveitamento eficaz das vantagens da pré-fabricação (rapidez de execução), no facto de não existirem cimbres durante o processo e na tecnologia utilizada que é simples e com um custo de equipamento reduzido. Em relação às **desvantagens**, as principais são a aplicabilidade do método apenas em pontes de eixo rectilíneo ou então circular, a necessidade da existência de uma área disponível com dimensões adequadas atrás dos encontros da ponte e as dificuldades técnicas associadas ao controlo do processo de deslizamento (forças de translação e deslocamentos laterais). No caso de a consola gerar momentos negativos superiores à resistência da secção, é necessária a utilização de estruturas auxiliares com reduzam esse esforço através da introdução de momentos positivos. A solução mais convencional nesse sentido é o uso de um tirante provisório ancorado na margem e que apoia a extremidade do tabuleiro (figura 3.2.).

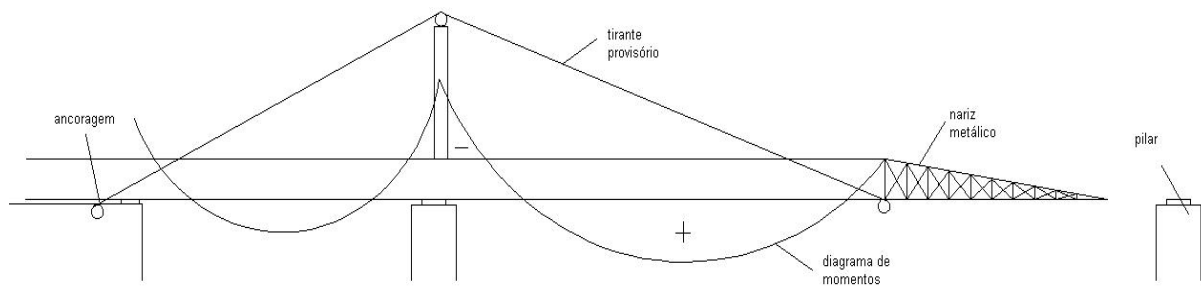


Fig. 3.2. – Tirante provisório na construção por deslocamentos sucessivos.

Os **dispositivos de escorregamento** (ver figura 3.3.) utilizados na operação consistem em placas de neoprene, com revestimento de *téflon*, na face inferior do tabuleiro que deslizam sobre chapas de aço inoxidável fixas nos pilares. Cada dispositivo tem guias laterais de modo a evitar o escorregamento transversal e a tornar possíveis acertos na trajectória.



Fig. 3.3. – Dispositivo de escorregamento com guia lateral. [8]

Nas pontes mistas, o procedimento mais utilizado é o de montar as vigas metálicas em obra pelo método dos deslocamentos sucessivos e depois colocar sobre elas a laje de betão. Esta pode ser construída, sobretudo, de 3 formas: betonagem “in situ”, laje deslizante e laje pré-fabricada.

A **betonagem “in situ”** implica a existência de um suporte que serve de plataforma de trabalho e, ao mesmo tempo, de cofragem para a laje de betão que tem a designação de pré-laje. Esse suporte pode ser chapas de aço (solução de laje mista), placas de betão ou de madeira (removíveis) com a resistência adequada. As chapas de aço funcionam como cofragem permanente (não são removidas) e são apoiadas no banzo superior das vigas metálicas com a orientação das nervuras perpendicular ao eixo das vigas (ver figura 3.4.). Estas, para além de servirem de cofragem, têm uma função de aligeiramento da laje (devido às suas nervuras) através da diminuição do peso próprio e uma componente resistente importante. As chapas têm uma boa resistência à tracção, o que melhora significativamente as condições de serviço da laje (fissuração e deformação) e reduz a quantidade de armadura ordinária necessária. Têm como desvantagem o seu custo e o tempo de montagem que é superior ao de uma cofragem removível.

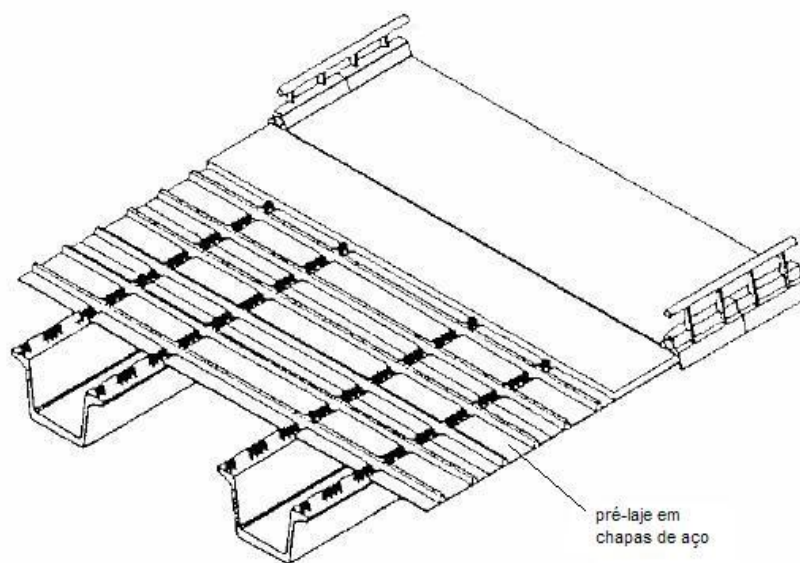


Fig. 3.4. – Chapas de aço na laje de betão de uma ponte. [1]

Ainda no caso da betonagem “in situ”, de modo a serem minimizados problemas de fissuração em idades jovens nas zonas dos apoios intermédios e a retracção total de todo o tabuleiro, é corrente a betonagem sequencial por troços. Com vista a limitar a tensão de tracção na laje devido ao peso próprio, os primeiros troços a serem betonados são os que se situam na vizinhança de secções de momento nulo (apoios extremos e $\frac{1}{4}$ de vão), conforme se pode ver na figura 3.5. Os últimos a serem betonados serão os que estão sobre os pilares (secções com momentos negativos máximos) numa altura em grande parte do tabuleiro já apresenta um comportamento misto devido à cura do betão. Será conveniente, também, que um troço seja betonado a seguir a outro ainda em idade jovem por questões de aderência. Este processo é sobretudo usual em pontes de grande vão onde os problemas descritos são mais prementes e tem como principal dificuldade a necessidade de transporte do equipamento de betonagem ao longo do eixo da ponte conforme o troço a betonar.

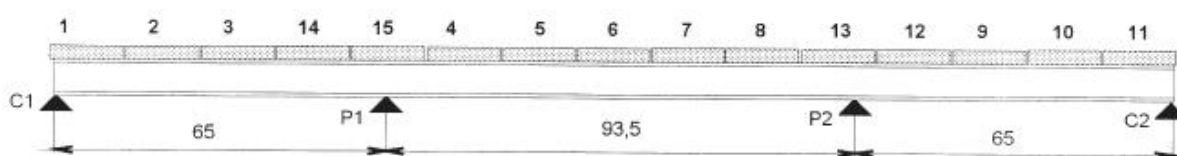


Fig. 3.5. – Betonagem sequencial da laje de betão numa ponte mista. [3]

No método da **laje deslizante** os blocos são betonados nas proximidades da ponte e depois empurrados através de macacos hidráulicos ao longo das vigas que possuem no banzo superior um apoio deslizante de forma a diminuir o atrito (ver figura 3.6.). É de notar o facto da laje ter uma abertura sobre o apoio deslizante, com armadura de solidarização, de modo a se colocarem posteriormente os conectores. Esta abertura é depois preenchida com betão aderente. O processo é bastante semelhante ao método dos deslocamentos sucessivos para a montagem das vigas metálicas.

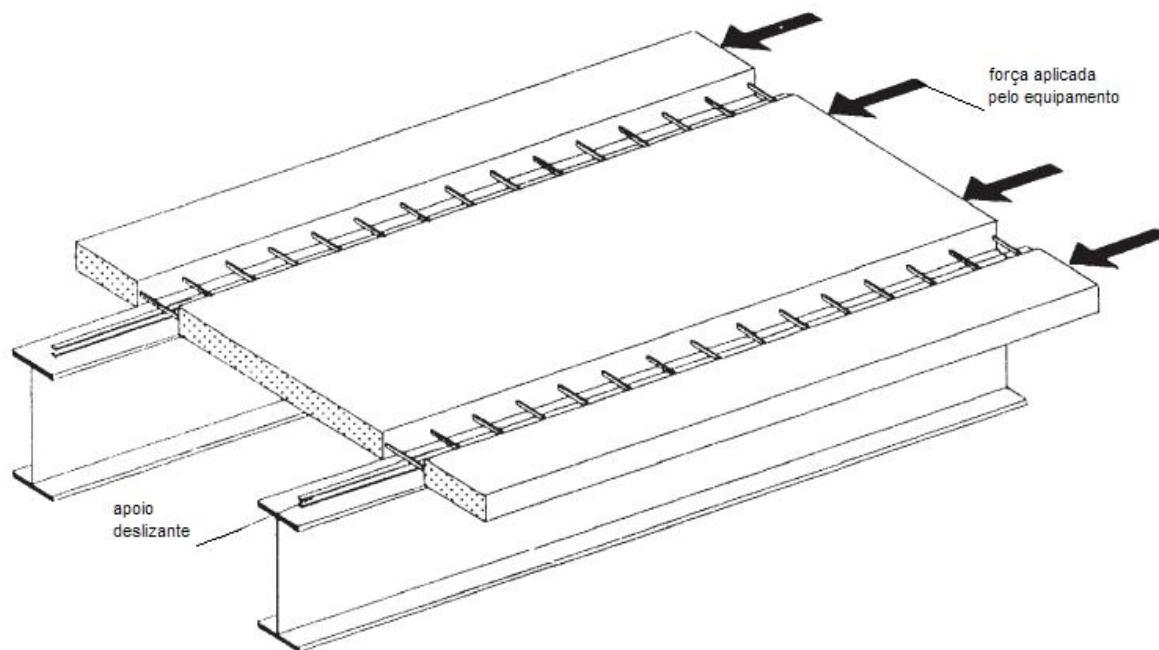


Fig. 3.6. – Laje deslizante na construção de um tabuleiro misto. [3]

Finalmente, os blocos de **laje pré-fabricada** que são colocados sobre as vigas depois de já ter uma resistência próxima da máxima. Estes podem ser colocados sequencialmente para serem evitados problemas de fissuração excessiva tal como foi descrito antes. Na figura 3.7. são visíveis algumas particularidades desta solução, como a solidarização entre blocos e as aberturas existentes. A união entre blocos, que é o ponto crítico destas lajes, processa-se através de armadura que depois é preenchida com betão aderente, o que igualmente é feito para as aberturas que se destinam à colocação dos conectores.

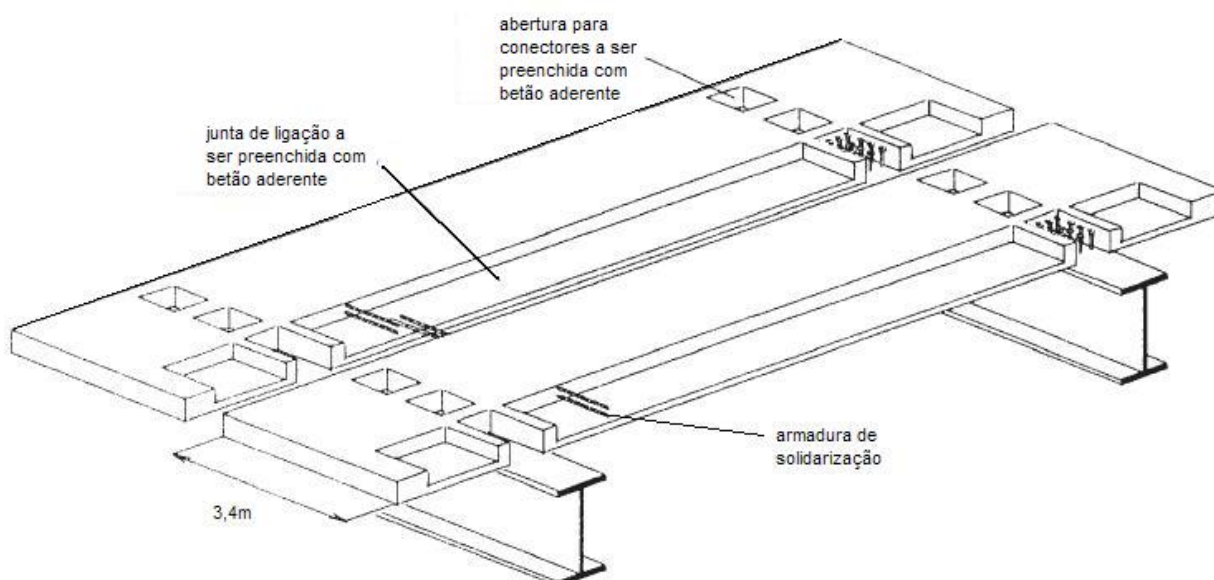


Fig. 3.7. – Laje pré-fabricada na construção de um tabuleiro misto. [3]

3.2.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES

Este método construtivo, tal como foi explicado, pressupõe que o tabuleiro esteja livre (em consola) até atingir o pilar. Isto iria originar momentos negativos bastante elevados na secção sobre o pilar anterior, o que tornaria o método desaconselhável. A solução utilizada para resolver este problema é o uso de um “**nariz metálico**” em treliça de baixo peso próprio (aproximadamente 1,5 ton/m de comprimento) na extremidade do tabuleiro (ver figura 3.8.). Esta peça costuma ter um comprimento de cerca de 40% do vão entre pilares. O nariz permite reduzir substancialmente os momentos actuates no tabuleiro, em especial o momento negativo no apoio da consola.

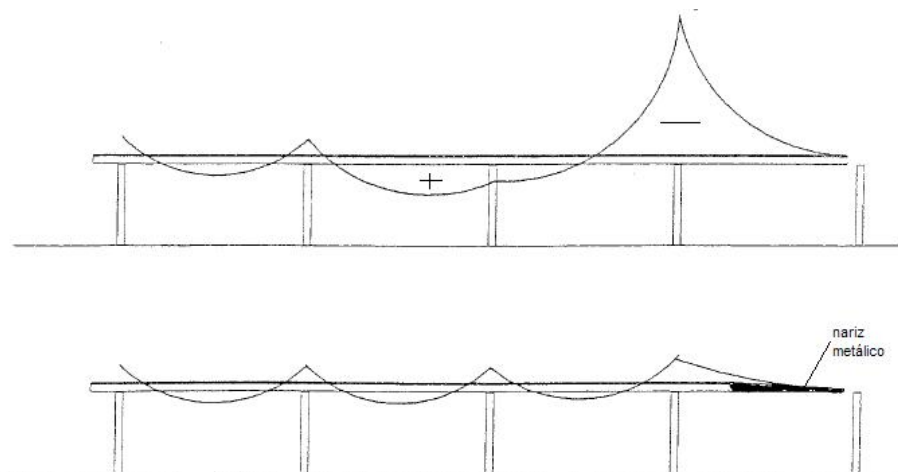


Fig. 3.8. – Efeitos da aplicação de um nariz metálico na lei de momentos flectores do tabuleiro. [1]

Outro aspecto bastante importante em relação ao método dos deslocamentos sucessivos prende-se com o facto de a mesma secção estar sujeita a uma **alternância de momentos** positivos e negativos, de valor próximo entre eles, conforme a posição do tabuleiro no processo de construção (ver figura 3.9.). Trata-se de uma clara condicionante no cálculo de dimensionamento que nos casos do betão armado iria provocar uma quantidade de armadura ordinária bastante superior (cerca de 50%) e também do pré-esforço a ligar os troços. A própria secção transversal teria de ser escolhida de modo a ter um bom comportamentos para ambos os sentidos de momento flector, sendo as secções em caixão as que melhor se adaptam a este requisito. É fácil concluir, portanto, que um tabuleiro misto é a solução mais eficaz para este método construtivo. Primeiro porque apenas as vigas metálicas são empurradas tendo estas um peso próprio bastante inferior à de um tabuleiro de betão armado podendo, assim, alcançar-se consolas de comprimento superior. Depois porque as vigas metálicas têm bom comportamento tanto para momentos positivos como para negativos o que se adapta favoravelmente ao diagrama de momentos. Isto desde que os banzos das vigas sejam aproximadamente simétricos. Como desvantagem, deve referir-se que qualquer solução construtiva em que as vigas metálicas tenham fibras comprimidas, obriga quase sempre a colocar contraventamentos horizontalmente. A laje de betão é colocada posteriormente sobre as vigas. O método dos deslocamentos sucessivos é claramente o que melhor aproveita as potencialidades das vigas metálicas sendo um dos principais processos construtivos de pontes mistas.

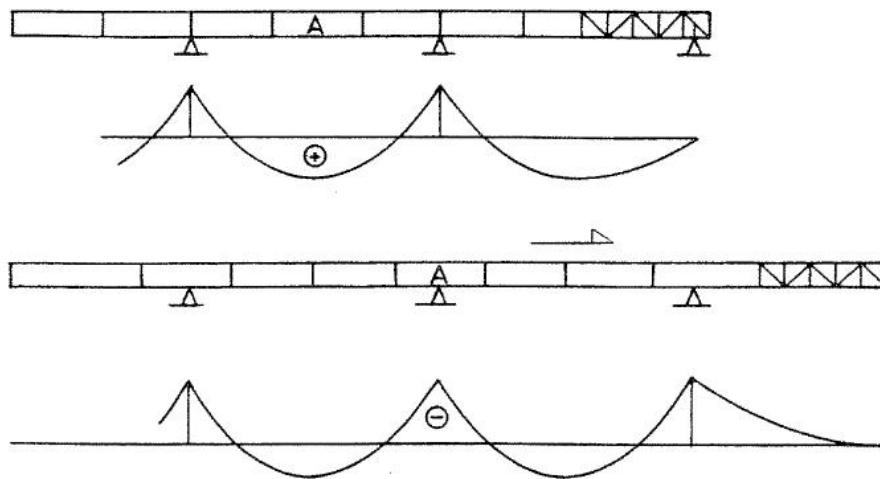


Fig. 3.9. – Alternância de momentos numa secção 'A' no método dos deslocamentos sucessivos. [9]

3.3. VIGAS DE LANÇAMENTO

3.3.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO

A construção de pontes mistas utilizando vigas de lançamento consiste na utilização de uma estrutura auxiliar que suporta dispositivos que permitem a manobra e transporte de elementos pré-fabricados (vigas metálicas). A **viga de lançamento** desloca-se ao longo da ponte de tramo para tramo de forma autónoma e é, geralmente, uma treliça metálica. Este processo aplica-se, sobretudo, em pontes de eixo rectilíneo numa gama de vãos que se situa entre os 40 e os 60m podendo em casos excepcionais (utilização de pilares ou tirantes provisórios) ir dos 20 aos 80m [9]. O comprimento de cada troço é, correntemente, igual ao vão entre apoios de modo a que as juntas estejam nas secções de momento nulo (figura 3.10.).

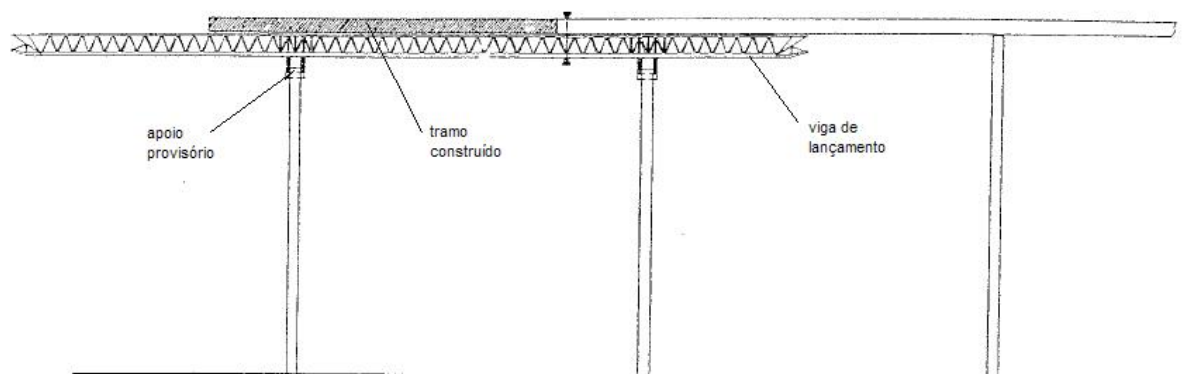


Fig. 3.10. – Construção de uma ponte através de uma viga de lançamento. [1]

A opção pelo método das vigas de lançamento tem **vantagens** nalguns casos por várias razões. A rapidez do processo já permitiu a execução de um tramo de uma ponte em 5 dias [8], além de que existe facilidade no acesso à frente de trabalho e na automatização das operações. Mas, talvez ainda mais importante, é a independência em relação aos condicionalismos impostos pela zona de

atravessamento que é um aspecto por vezes decisivo na sua preferência. As **desvantagens** deste processo prendem-se, em grande parte, com o custo considerável associado à aquisição, transporte e montagem/desmontagem das vigas de lançamento pois são estruturas pesadas e grande dimensão que para além de suportarem o seu peso próprio, têm de suportar o peso de um tramo das vigas metálicas. Assim, o método compensa, sobretudo, em pontes de grande comprimento e de vários tramos, ou então quando se prevê uma reutilização das vigas de lançamento, o que é discutível devido às condições próprias de cada obra. Outra desvantagem é a necessidade de espaço por trás de um dos encontros para colocação de uma plataforma de montagem da viga de lançamento. Além disso, este processo, sendo “tramo a tramo”, não se revela vantajoso quando existe continuidade pilar/tabuleiro.

Existem 2 **tipos de vigas de lançamento**, a superior e a inferior, conforme a cota da viga relativamente ao tabuleiro. A superior (figura 3.11.) caracteriza-se por permitir o transporte de peças suspensas na viga ao longo da ponte, não haver restrições à altura da viga e por ser possível construir o 1º tramo sem necessidade de aterros/escavações ou de escoramentos. Contudo, aquando do lançamento das vigas é necessário desmontar os dispositivos suspensos pois estes atravessam o tabuleiro, além de que pode existir obstrução nos trabalhos por parte destes dispositivos. As vigas superiores de lançamento podem apoiar-se nos pilares, ou então em tramos do tabuleiro já construídos.



Fig. 3.11. – Viga superior de lançamento na construção de um tabuleiro. [8]

No caso das vigas de lançamento inferiores (figura 3.12.), estas apoiam-se directamente nos pilares de modo provisório. A movimentação é mais célere pois não existe a necessidade de mover dispositivos para o efeito. Mas, desse modo, o transporte de material tem de ser efectuado a partir de uma grua instalada no tabuleiro já construído, além de ser muito difícil a execução de uma ponte com curvatura em planta a partir de vigas de lançamento inferiores. A facilidade de transporte e manobra de peças pré-fabricadas conferida por vigas superiores é a principal razão para que na construção de pontes mistas a opção por esta solução seja a preferencial.

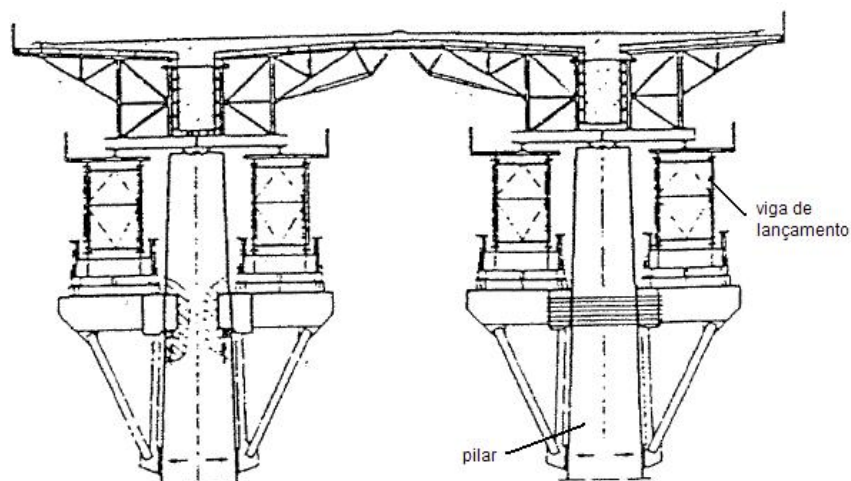


Fig. 3.12. – Viga inferior de lançamento na construção de um tabuleiro. [9]

3.3.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES

A evolução dos momentos flectores à medida que se vão construindo os tramos da ponte segue uma lei constante cujo ponto crítico está no momento positivo do vão anterior à consola, conforme se pode verificar na figura 3.13.:

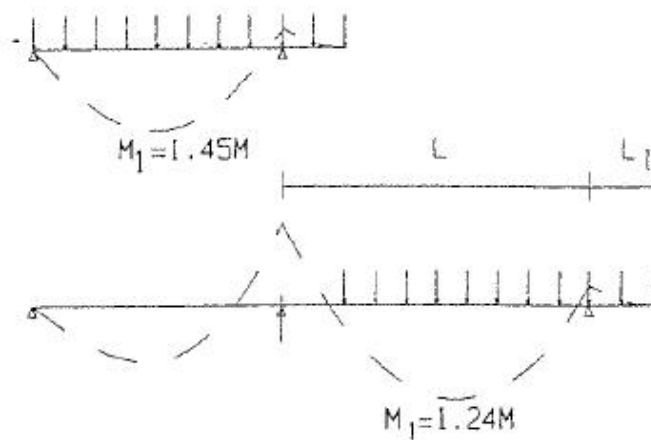


Fig. 3.13. – Evolução dos momentos flectores na construção tramo a tramo de um tabuleiro. [1]

As condicionantes em termos de esforços impostos por este processo construtivo ao dimensionamento estrutural são, naturalmente, variáveis consoante o comprimento de consola L_1 escolhido. Se este valor for baixo os momentos positivos durante a construção serão, de certeza, tidos em conta no cálculo, enquanto que se for alto pode suceder o contrário. Logo, é importante fazer uma comparação da envolvente de momentos flectores da **construção tramo a tramo** relativamente ao caso do tabuleiro ser construído de uma só vez, que corresponde ao peso próprio actuante nas condições de serviço (figura 3.14.):

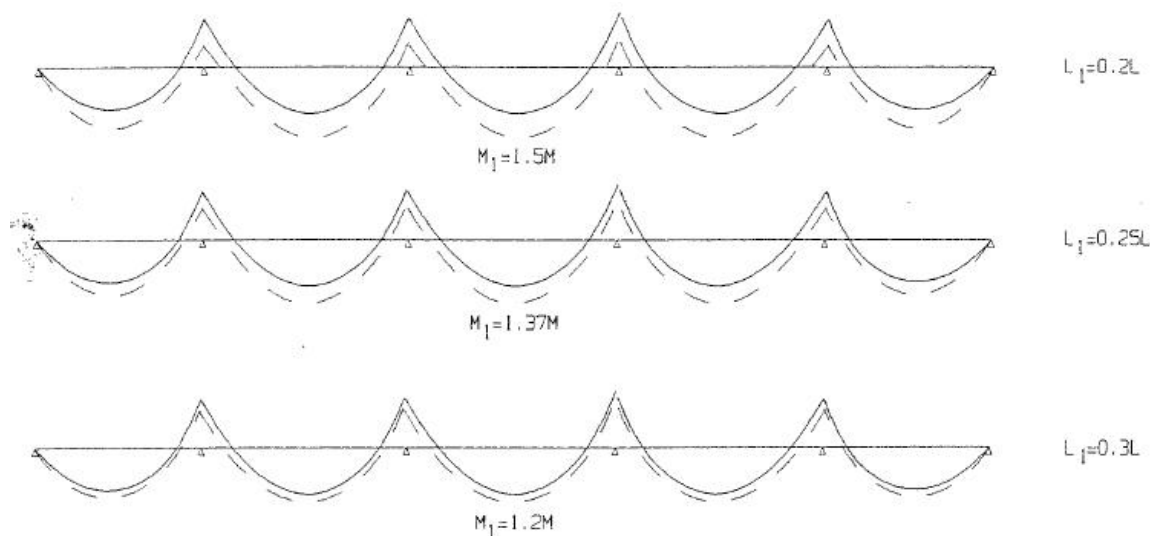


Fig. 3.14. – Comparação dos momentos flectores na construção tramo a tramo com os momentos devido ao peso próprio em serviço. [1]

Pode-se concluir a partir da figura que para um comprimento L_1 de cerca de $0,35L$ os momentos construtivos igualam os momentos de uma construção de uma só vez, ou seja, não seriam condicionantes. No entanto, para que isso se verificasse as juntas entre tramos teriam de se localizar em secções esforçadas em serviço sendo que existe sempre algum risco associado a essas ligações. Logo, será um procedimento mais conservativo adoptar $L_1=0,25L$ (juntas nas proximidades dos momentos nulos) e considerar os esforços do processo construtivo no cálculo ($M_1=1,37M$). Deste modo, a construção da ponte será mais exigente em termos de flexão positiva das vigas o que recomenda a opção por uma solução de tabuleiro misto pois este é mais eficaz nesses esforços.

3.4. AVANÇOS SUCESSIVOS

3.4.1. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO

A construção de pontes por avanços sucessivos é um dos métodos utilizados mais antigos, sendo que o 1º registo data do séc. IV em Shogun no Japão [8]. Neste processo, a realização do tabuleiro é feita a partir dos seus apoios através de **aduelas** construídas em consola (figura 3.15.). Cada aduela serve de apoio às seguintes além de suportar o seu peso próprio e dos equipamentos.



Fig. 3.15. – Construção (simétrica) de uma ponte por avanços sucessivos. [1]

O método dos avanços sucessivos é normalmente utilizado para vãos entre os 50 e os 150m [8], ou seja, vãos de comprimento considerável. Daí se percebe que a secção do tipo caixão seja a mais usual neste método pois esta apresenta uma maior eficiência e capacidade resistente. Isto deve-se, sobretudo,

ao facto de neste processo a construção poder ser feita com **simetria** (em ambos os sentidos) a partir dos pilares (“aduela zero”) até à união a meio vão através da “aduela de fecho” (ver figura 3.15.). No entanto, a construção assimétrica também é usada, nomeadamente, no caso de pilares extremos (junto aos encontros) ou de pontes em arco (ver figura 3.16.). A construção por avanços sucessivos tem a **vantagem** de não precisar de escoramento sendo independente da natureza do terreno e da sua ocupação. Além disso, tem um bom rendimento em obra devido à fácil mecanização das operações e da existência de várias frentes de trabalho. Apresenta como **desvantagem** a necessidade de uma elevada capacidade técnica por parte dos responsáveis pela execução.



Fig. 3.16. – Construção (assimétrica) de uma ponte por avanços sucessivos. [8]

No caso das pontes mistas as aduelas são pré-fabricadas (vigas metálicas). Quando a sua montagem termina, coloca-se uma pré-laje sobre elas para posteriormente ser posta a laje de betão armado betonada “in situ”, ou então, é colocada uma laje pré-fabricada. Este é o procedimento mais habitual e eficaz. Numa ponte de betão armado as aduelas têm, normalmente, 2 a 6m de comprimento, contudo, numa ponte mista, como as vigas metálicas são substancialmente mais leves, os comprimentos das aduelas são superiores, o que se revela vantajoso (existem menos ligações e a construção é mais rápida). As **ligações** das aduelas em vigas metálicas devem realizar-se, preferencialmente, através de chapas aparafusadas a ligar as almas e os banzos. A soldadura não é a mais indicada para ser feita em obra devido à sensibilidade deste processo às condições higrótérmicas locais. No betão armado estas ligações são feitas através de cabos de pré-esforço, que é uma solução mais dispendiosa.

A colocação das aduelas é uma operação que, para além dos carrinhos de avanço, pode ser realizada de duas formas: por **equipamento** autónomo localizado no solo ou na água, e por vigas de lançamento. No primeiro caso, um dispositivo de elevação autónomo como uma grua, um guincho ou um “blondin” transporta a aduela desde o parque de pré-fabricação até à extremidade da consola. Se o local sob a ponte for acessível o transporte por guias será o mais adequado. No entanto, caso se pretenda montar aduelas de grande comprimento e consequentemente elevado peso próprio, pode revelar-se inviável a utilização destes equipamentos. Assim, a montagem a partir de uma viga de lançamento é a solução, sendo que esta deve ter um comprimento mínimo igual ao maior vão da ponte e estar apoiada preferencialmente nos pilares. Tal como foi referido anteriormente, este processo revela-se económico especialmente em pontes de grande comprimento com muitos tramos.

3.4.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS INERENTES

A maioria das pontes construídas pelo método de avanços sucessivos corresponde à colocação das aduelas em consola simetricamente a partir dos pilares. O diagrama de momentos nesta situação é representado na figura 3.17. e facilmente se verifica que a secção crítica é sobre o pilar devido aos elevados momentos negativos que aí se formam. Na fase construtiva, o peso próprio da secção é decisivo nos esforços actuantes, daí ser também de realçar o facto das vigas metálicas serem mais leves que uma secção de betão armado. Estes esforços serão condicionantes no dimensionamento pois são superiores ao que ocorrem quando se coloca a aduela de fecho e o tabuleiro se comporta como uma viga contínua. Aliás, nessa situação existem secções que têm flexão positiva enquanto que durante a construção apenas existe flexão negativa. Deste modo, as secções em caixão revelam-se mais eficazes devido à sua simetria e, no betão, a exigência a nível de armaduras (activas e passivas) aumenta devido a este processo construtivo. Uma solução possível poderia ser a introdução de uma rótula a meio vão aproximando o comportamento em serviço ao do processo construtivo e reduzindo os efeitos térmicos e diferidos na ponte. Contudo, são várias as desvantagens que a desaconselham. As articulações têm uma manutenção difícil e degradação fácil, além de surgir sempre um ponto anguloso nessa junta.

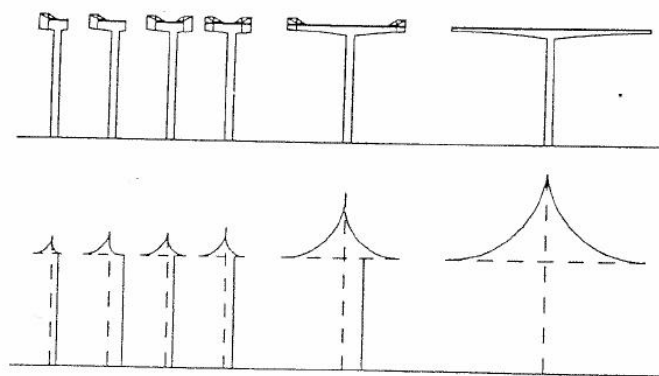


Fig. 3.17. – Momentos flectores na construção (simétrica) por avanços sucessivos. [1]

Existem vários factores que tornam os avanços sucessivos simétricos uma mera suposição teórica. Efeitos como a imperfeição construtiva ou a não colocação simultânea de aduelas em ambas as consolas são quase inevitáveis e provocam assimetria. Para a contrariar é necessário contar com a rigidez da ligação tabuleiro/pilar (ponte póstico – figura 3.18.) ou então, conceber a instalação de **estruturas provisórias** quando existem aparelhos de apoio (ponte em viga). Estas podem ser pilares, uma torre sobre um pilar com tirantes ancorados no tabuleiro, ancoragens pré-esforçadas em aparelhos de apoio de modo a conferir rigidez pilar/tabuleiro (figura 3.19.), um contrapeso ou um tirante pré-esforçado numa extremidade.

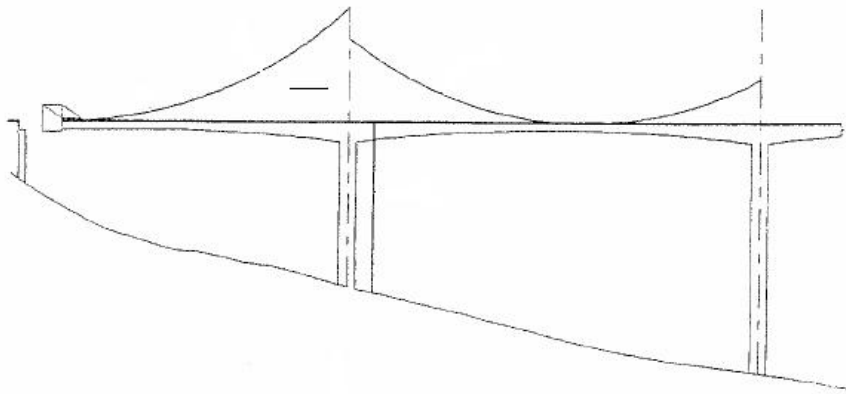


Fig. 3.18. – Momentos flectores na construção (assimétrica) por avanços sucessivos. [1]

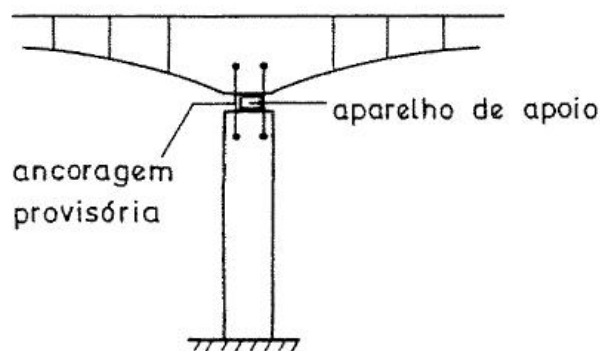


Fig. 3.19. – Ancoragens pré-esforçadas provisórias em aparelhos de apoio. [9]

Em relação à **continuidade pilar/tabuleiro** importa referir que mesmo nas soluções em pórtico o tabuleiro acaba por funcionar como uma viga contínua porque a sua inércia é, normalmente, muito superior à dos pilares. Ou seja, o pilar não tem inércia suficiente para contribuir para a rigidez rotacional desse nó. Quando os pilares são muito rígidos (altura inferior a 20m [9]) compensa introduzir aparelhos de apoio de modo a quebrar a continuidade e impedir esforços elevados nos pilares devido a fluência, retracção e variações térmicas que seriam críticos. Estes aparelhos funcionam com base num coeficiente de atrito muito baixo que facilita o deslizamento. A quebra da continuidade permite, assim, reduzir o número de juntas de dilatação o que se traduz numa melhoria do conforto na circulação e no aspecto estético da ponte. No entanto, principalmente em pontes de grande vão, a ligação contínua pilar/tabuleiro é importante no aumento da rigidez a acções horizontais como o vento pois eleva a capacidade resistente do tabuleiro à torção. O pormenor da ligação contínua das vigas metálicas com o pilar em betão armado está representado na figura 3.20.:

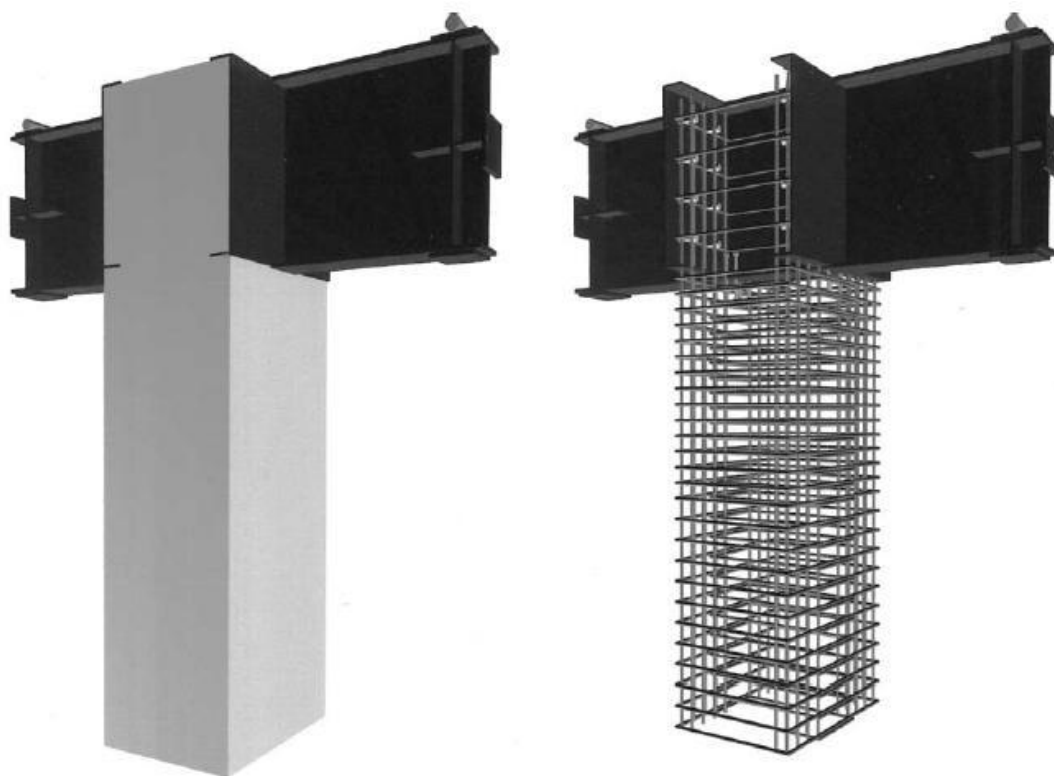


Fig. 3.20. – Pormenor da continuidade viga metálica/pilar. [5]

4

ANÁLISE ESTRUTURAL DE TABULEIROS MISTOS

4.1. INTRODUÇÃO

O primeiro passo para o dimensionamento de qualquer estrutura é conhecer as acções que actuam nela. As pontes, como estruturas de elevado risco e impacto (humano e económico) associado ao colapso, a quantificação das cargas actuantes assume uma importância primordial no processo de cálculo. As acções consideradas para este texto dizem respeito apenas a pontes rodoviárias com vãos inferiores a 200m, o que constitui a grande percentagem do total realizado. Existem diversos tipos e classificação de **acções**: as directas quando são aplicadas forças e as indirectas quando são impostos deslocamentos; as permanentes (G) quando são constantes ao longo do tempo, posição e magnitude, as variáveis (Q) quando isso não acontece e as acidentais; as estáticas quando não mobilizam forças de inércia e as dinâmicas quando isso se sucede. Neste capítulo irão ser abordadas todas estas acções incluindo o vento pois este pode ter efeitos no tabuleiro quando se trabalha com grandes vãos. Em relação à acção sísmica, irá ser proposto um método simplificado de análise desta acção no tabuleiro pois os grandes efeitos desta residem nos pilares da ponte. A quantificação de todas as acções será considerada a partir do regulamento português RSA [13] menos as acções térmicas em que alguns dados são retirados a partir do Eurocódigo 1.

Na **modelação** de uma estrutura, é importante perceber que o melhor modelo é, sem dúvida, aquele que está mais perto da realidade e que retrata de forma precisa o modo como a estrutura se comporta. Contudo, existe um aspecto fundamental que deve ser tido em conta que é o objectivo para o qual se faz o modelo. Quando a finalidade é o dimensionamento da estrutura, por vezes o modelo que mais se aproxima da realidade é extremamente complexo em termos de obtenção de esforços para cada elemento da ponte, sendo eficaz apenas na percepção da trajectória das tensões e das deformações globais. Por outro lado, um modelo bastante simplificado pode constituir um risco quando o colapso da estrutura implica graves consequências ou tem inerentes esforços elevados. Daí que o cuidado na decisão sobre o modelo a adoptar é importante por parte do projectista que usa da sua liberdade na forma como traduz analiticamente a estrutura real. Nessa concepção, é fundamental considerar efeitos como a encurvadura local das vigas (classificação de secções), a fissuração do betão e a distribuição de tensões na laje (largura efectiva).

4.2. ACÇÕES

4.2.1. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

4.2.1.1. Permanentes

Peso próprio da laje de betão

O valor desta acção depende, sobretudo, da espessura da laje. Esta resulta do pré-dimensionamento efectuado (ver secção 4.3.1.) e, normalmente assume o valor de 0,30m. Deste modo, esta acção resulta da área da secção transversal da laje de betão (A) multiplicada pelo seu peso volúmico:

$$G_{k \text{ laje}} \text{ (kN / m)} = A \text{ (m}^2\text{)} \times 25 \text{ (kN / m}^3\text{)} \quad (4.1.)$$

Peso próprio das vigas metálicas

Tal como para a laje de betão, o valor considerado aqui resulta de um pré-dimensionamento empírico. A expressão mais correntemente utilizada, e que dá bons resultados [14], relaciona apenas o peso da viga com o vão entre pontos de momento nulo da ponte (L_0 em m):

$$p.p. \text{ v. m. (kg / m}^2\text{)} = 100 + 0,105 \times L_0^{1,6} \quad (4.2.)$$

$$\begin{aligned} L_0 &= 0,85 \times l && \rightarrow \text{vãos extremos} \\ L_0 &= 0,70 \times l && \rightarrow \text{vãos intermédios} \\ L &= \sum l_i && \rightarrow \text{comprimento total da ponte} \end{aligned}$$

A obtenção do valor em kN/m resulta da largura útil do tabuleiro que é a largura de uma faixa de rodagem mais o passeio, berma e metade do separador central, ou seja, metade da largura total:

$$G_{k \text{ v.m.}} \text{ (kN / m)} = p.p. \text{ v.m. (kg / m}^2\text{)} \times 9,81 \times 10^{-3} \times l_{\text{util}} \text{ (m)} \quad (4.3.)$$

$$l_{\text{util}} = \frac{l_{\text{total}}}{2} \quad (4.4.)$$

Revestimentos

Em relação ao asfalto colocado no projecto de pavimentação de uma ponte, considera-se uma situação desfavorável em relação à realidade de 10cm de espessura. Este valor não correspondente ao asfalto colocado inicialmente na ponte mas previne eventuais recargas indevidas. O peso próprio provém do peso volúmico de um pavimento betuminoso e da largura de tabuleiro onde é colocado:

$$G_{k \text{ asfalto}} \text{ (kN / m)} = esp_{\text{asfalto}} \text{ (m)} \times l_{\text{faixas+bermas}} \text{ (m)} \times 20 \text{ (kN / m}^3\text{)} \quad (4.5.)$$

Eventuais vigas de bordadura existentes serão contabilizadas tal como para a laje de betão através do produto da sua área transversal pelo seu peso volúmico de 25 kN/m^3 . Para as guardas metálicas e equipamentos diversos na ponte são adoptados valores correntes de projecto:

$$G_{k \text{ v.b.}} (\text{kN/m}) = A (\text{m}^2) \times 25 (\text{kN/m}^3) \quad (4.6.)$$

$$G_{k \text{ guardas}} (\text{kN/m}) = 0,80 \quad (4.7.)$$

$$G_{k \text{ diversos}} (\text{kN/m}) = 0,40 \quad (4.8.)$$

Contraventamentos

As peças de contraventamento do tabuleiro são colocadas conforme as necessidades devidas à instabilidade das vigas metálicas. Estas são maiores nas zonas sobre apoios intermédios, contudo, de modo a facilitar o cálculo é usual a consideração de uma carga uniformemente distribuída:

$$G_{k \text{ contraventamentos}} (\text{kN/m}) = 0,40 \quad (4.9.)$$

Fluência

A fluência é o incremento de deformação do betão ao longo do tempo quando sujeito a uma carga constante (permanente). Esta propriedade é não linear o que obriga a um cálculo complexo caso se pretenda o conhecimento rigoroso deste fenómeno. No entanto, verifica-se que produz bons resultados uma análise linear elástica através da consideração de um módulo de elasticidade do betão reduzido ou efectivo (ver figura 4.1.) que depende do coeficiente de fluência utilizado e do tipo de acção.

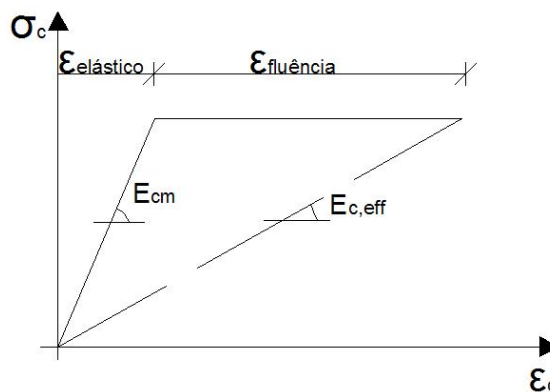


Fig. 4.1. – Módulo de elasticidade efectivo do betão.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \times \varphi_c(t, t_0)} \quad (4.10.)$$

$\varphi_c(t, t_0)$ - coeficiente de fluência

t_0 - instante de aplicação da acção

ψ_L - coeficiente que depende do tipo de acção

Os valores recomendados [15] para o coeficiente do tipo de acção são de 1.1 para cargas permanentes, 0.55 para a retracção e 1.5 para o pré-esforço. A retracção, tal como a fluência, é um efeito não linear do betão sendo complexa a interacção entre estes 2 fenómenos. No entanto, verifica-se experimentalmente [27] que para deformações impedidas o efeito de fluência é menor. No caso do pré-esforço, sendo uma acção interna auto-equilibrada, o efeito devido a uma propriedade reológica material como a fluência é maior. Conclui-se, então, que existem diferentes coeficientes de homogeneização aço/betão m das secções conforme o tipo de acção considerada. Este facto leva à necessidade de se analisar independentemente cada tipo de acção para depois se fazer a sobreposição de efeitos.

$$m = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (4.11.)$$

Quando a laje é betonada de forma sequencial é conveniente considerar uma simplificação que se revela plausível de considerar uma idade de aplicação da acção no tabuleiro para cargas permanentes como a média das idades de cada troço. Para retracção, esse valor deve ser igual a 1 dia. O coeficiente de fluência depende da resistência do betão, tipo de cimento utilizado, humidade relativa ambiente e da temperatura podendo ser calculado em regulamentos especializados [26]. No caso da dupla acção mista, a equação 4.10. não é válida sendo recomendada a utilização de $m = 18$ para todas as acções de longo prazo como simplificação de cálculo.

Retracção + Variações térmicas

A retracção é a redução do volume de betão devido à perda de humidade durante a secagem ou durante a hidratação do cimento (retracção autógena). Em vigas mistas, a existência de conectores impede o livre encurtamento da laje de betão originando tensões tangenciais de corte na interface betão/aço que actuam sobre ambos os materiais. Na realidade, o valor destas tensões depende da rigidez associada aos conectores e tem os seus máximos nas extremidades do tabuleiro e nas zonas sobre os pilares. Este efeito iria obrigar a um cálculo complexo do efeito da retracção em pontes mistas que pode ser simplificado na análise, com bons resultados, através da consideração de rigidez infinita dos conectores [27]. Numa ponte mista o cálculo da retracção é realizado em termos de forças equivalentes em duas fases (ver figura 4.2.) que se anulam pois trata-se de uma deformação impedida. A 1ª fase consiste na aplicação da força de retracção equivalente na área de betão de forma a provocar a extensão de retracção. A 2ª fase consiste na anulação dessa força na secção mista. O valor da extensão de retracção depende da resistência do betão, do tipo de cimento, da humidade relativa ambiente e das dimensões da secção podendo ser calculada em regulamentos especializados [26].

$\mathcal{E}_{cd}$ - retracção por secagem

$\mathcal{E}_{ca}$ - retracção autógena

N_{cs} - força de retracção equivalente

A_c - área de betão

$\mathcal{E}_{cs}$ - extensão de retracção

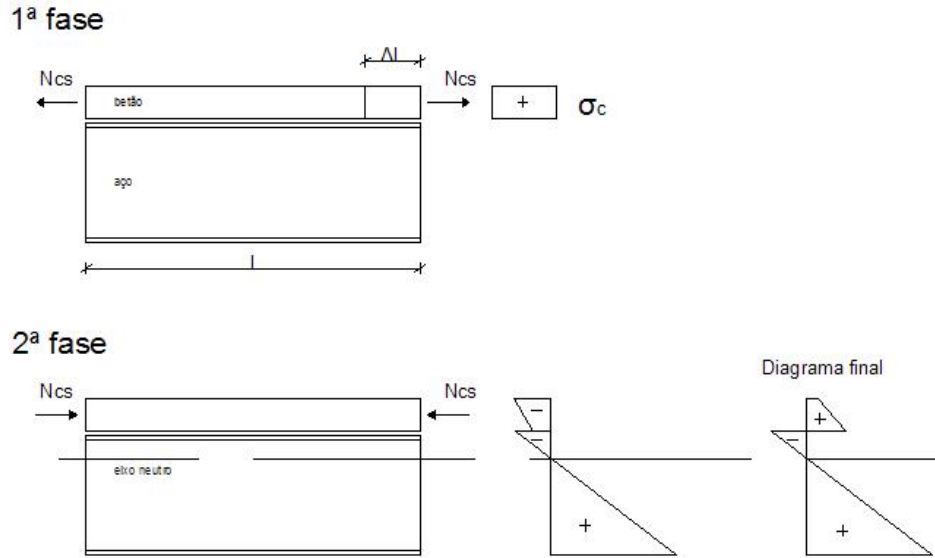


Fig. 4.2. – Análise do efeito de retracção numa secção mista.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.12.)$$

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_{c,eff} \times A_c \quad (4.13.)$$

As variações térmicas podem ser uniformes em todo o tabuleiro ou diferenciais entre as fibras superiores e inferiores. Para as variações uniformes características, no caso de tabuleiros mistos, considerando como referência uma temperatura máxima à sombra de 30°C e uma temperatura mínima de -10°C, vem $\Delta t = +25^\circ\text{C}$ e $\Delta t = -15^\circ\text{C}$ [25]. Para as variações diferenciais lineares considera-se quando o topo está a uma temperatura superior à zona inferior $\Delta t_{sup} = +15^\circ\text{C}$, e $\Delta t_{inf} = +18^\circ\text{C}$ quando acontece o inverso. As variações uniformes de temperatura provocam uma variação de comprimento axial do tabuleiro que apenas produz esforços na estrutura caso existam impedimentos a essa deformação através de apoios horizontais nos encontros ou pilares, ou seja, quando existe hiperestaticidade, o que deve ser evitado. Se existir uma ligação rígida entre o tabuleiro e os pilares, as variações térmicas provocam esforços nos pilares. A consideração da alternância das variações térmicas diferenciais nos vãos do tabuleiro é um aspecto que deve ser tido em conta devido à colocação do asfalto em fase construtiva que não é simultânea em toda a estrutura.

ΔL - variação de comprimento axial do tabuleiro devido aos efeitos térmicos = $\alpha \times \Delta t \times L$

α - coeficiente de expansão térmica linear = $1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Os procedimentos rigorosos para a determinação dos efeitos de retracção e temperatura são os que se encontram acima descritos. No entanto, verifica-se na prática que ambas as acções estão intrinsecamente ligadas. Além disso, os parâmetros que interferem no cálculo da extensão de retracção não variam significativamente de ponte para ponte. Daí que seja corrente a consideração, com bons resultados práticos dado que é conservativa, de um valor de extensão de retracção que já inclui as variações térmicas. Este valor equivale a uma variação térmica uniforme em toda a laje de betão de 25°C.

$$\varepsilon_{cs} = 25 \times 10^{-5} \rightarrow \text{extensão na laje equivalente aos efeitos de retracção e variações térmicas}$$

Pré-esforço

Em pontes mistas pode, eventualmente, ser dimensionado pré-esforço longitudinal para os apoios intermédios ou transversal no caso de tabuleiros de grande largura. O cálculo da acção devida ao pré-esforço pode ser efectuada com base nas cargas equivalentes a esse efeito. No entanto, esse procedimento revela-se, por vezes, complexo quando a estrutura é de inércia variável ou a geometria do cabo não é simples. Deste modo, o método dos coeficientes de influência é normalmente utilizado para o cálculo das acções de pré-esforço em pontes. Este método permite obter a parcela do momento hiperestático devido ao pré-esforço que adicionada à parcela isostática dá o momento total.

$$M_{p,total} = M_{p,isost} + M_{p,hiper} \quad (4.14.)$$

O momento isostático é directo pois depende apenas da força de pré-esforço P aplicada e da excentricidade e do cabo em relação ao centro de gravidade da secção solicitada. O hiperestático tem uma variação linear bastando saber os seus valores em alguns pontos para o determinar.

$$M_{p,isost} = P \times e \quad (4.15.)$$

O método dos coeficientes de influência diz que o momento hiperestático numa secção i é calculado com base na linha de influência de momentos na secção i que reflecte as características da estrutura (ver figura 4.3.). Através de um coeficiente igual à 2ª derivada da linha de influência, da força de pré-esforço e da excentricidade do cabo, é obtido o valor da parcela hiperestática de momento devido ao pré-esforço na secção i .

η - segunda derivada da linha de influência

$M_{p,hiper,i}$ - momento hiperestático na secção i devido ao pré-esforço

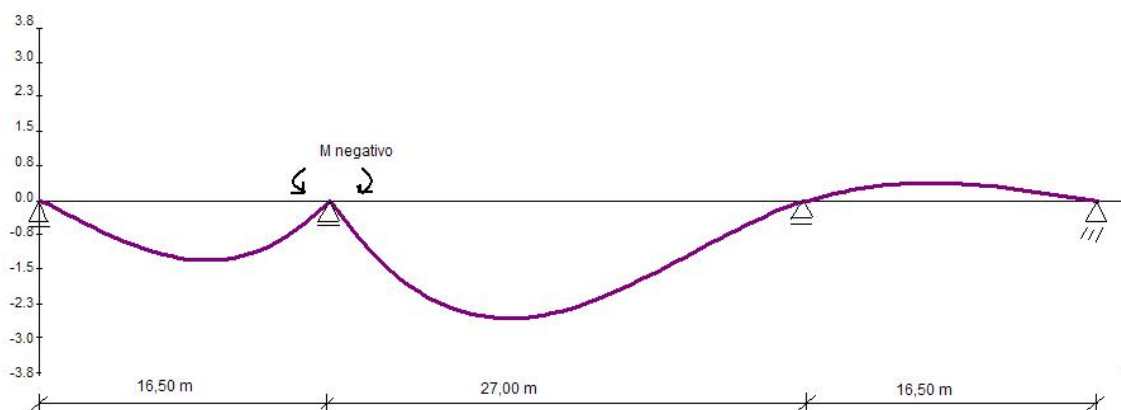


Fig. 4.3. – Linha de influência de momentos negativos num apoio intermédio.

$$M_{p,hiper,i} = \int_0^L P(x) \times e(x) \times \eta(x) dx \quad (4.16.)$$

$$\eta(x) = -\frac{d^2(M_{Linf,i}(x))}{dx^2} \quad (4.17.)$$

4.2.1.2. Variáveis

Veículo-tipo

A representação deste veículo de três eixos equidistantes, cada um de duas rodas, está na figura 4.4. A carga transmitida por cada roda (Q) e as dimensões da sua superfície de contacto dependem da classe estrutural atribuída à ponte. Como o objectivo desta dissertação se foca nas pontes de grande vão, considera-se a Classe I correspondente a vias de comunicação susceptíveis de terem tráfego intenso ou pesado. Para este caso: $Q = 100 \text{ kN}$; $a = 0,20\text{m}$; $b = 0,60\text{m}$. O veículo-tipo apenas pode estar aplicado numa via duma faixa de rodagem, ou seja, não deve ser colocado nas bermas ou passeios da ponte.

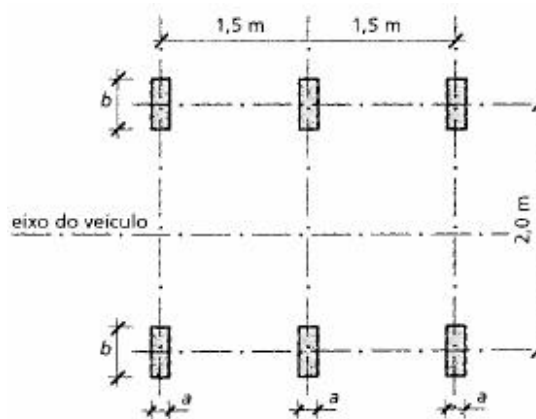


Fig. 4.4. – Veículo-tipo. [13]

Esta acção solicita a estrutura a um conjunto de forças de elevada amplitude num reduzido comprimento. O veículo-tipo pesa cerca de 60 toneladas sendo o peso de um veículo ligeiro de cerca de uma tonelada, ou seja, reúne quase todos os veículos que passam normalmente na ponte num comprimento curto. Esta carga pode comparar-se, talvez, à passagem de um veículo militar na ponte. O seu objectivo é salvaguardar a estrutura da existência de uma carga concentrada de elevada amplitude em qualquer ponto desta. No caso de existir mais do que uma faixa de rodagem em que cada uma destas tem mais de duas vias, é considerado um veículo-tipo por faixa podendo estes estar desfasados transversalmente conforme a situação mais crítica. O veículo deve ser sempre colocado na via mais desfavorável.

Sobrecarga uniformemente distribuída + transversal uniforme

A representação deste carregamento está na figura 4.5. sendo a posição das cargas variável ao longo do tabuleiro, ou seja, dependente da situação mais desfavorável em causa. Ao contrário do veículo-tipo, este carregamento pretende acautelar na ponte os efeitos de uma acção distribuída no tabuleiro estando este totalmente repleto de veículos, acrescida de um componente concentrada q_2 . É recomendável como procedimento conservativo também considerar estas cargas a actuar nos passeios.

$$q_1 = 4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_2 = 50 \text{ kN} / \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{pontes de classe I (tráfego intenso)}$$

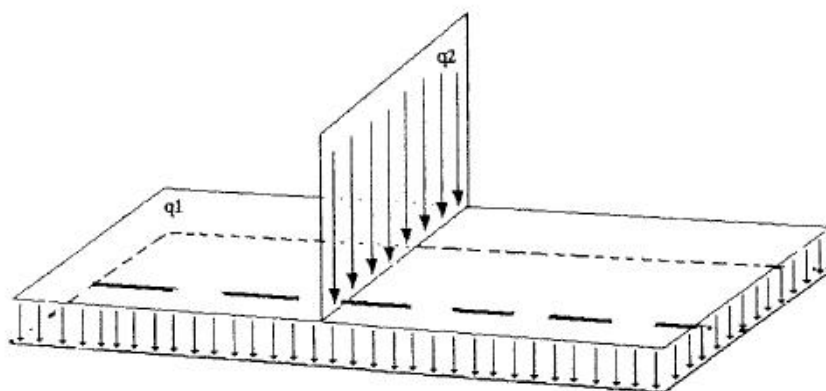


Fig. 4.5. – Sobrecarga uniformemente distribuída + transversal uniforme. [16]

Força centrífuga

Caso a ponte tenha curvatura em planta é necessário considerar no cálculo esta força horizontal distribuída numa superfície ao nível do pavimento e de direcção normal ao eixo da ponte. O seu valor depende da sobrecarga vertical $q1$ de 2 coeficientes que dependem da velocidade máxima de projecto (v em km/h) e do raio de curvatura (r em m).

$$Fc \text{ (kN / m}^2\text{)} = \alpha \times \beta \times q1 \quad (4.18.)$$

$$\alpha = \frac{v^2}{127 \times r} \quad (4.19.)$$

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000} \quad (4.20.)$$

Força de frenagem

Esta força (ver figura 4.6.) é horizontal, actua ao nível do pavimento e resulta das forças de aceleração dos veículos e que por atrito de transmitem ao tabuleiro. Para pontes de Classe I assume o valor de $q3 = 30 \text{ kN/m}$. Apenas se considera uma carga $q3$ a actuar no tabuleiro.

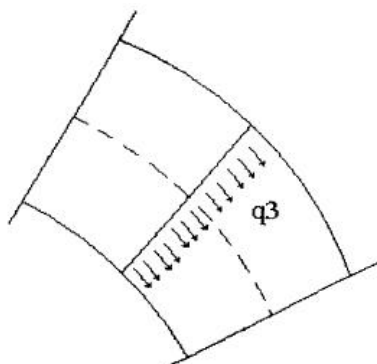


Fig. 4.6. – Força de frenagem. [16]

Vento

A acção horizontal do vento sobre a superfície equivalente do tabuleiro é quantificada através da pressão dinâmica do vento e de um coeficiente de força:

$$q_{wk} \text{ (kN/m}^2\text{)} = \delta_f \times w_k \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.21.)$$

q_w - carga de superfície equivalente do tabuleiro

w_k - pressão dinâmica do vento

δ_f - coeficiente de força

Por sua vez, a pressão dinâmica do vento depende da cota do tabuleiro (h em m) e da rugosidade da zona e os valores sugeridos são os que se encontram na figura 4.7.:

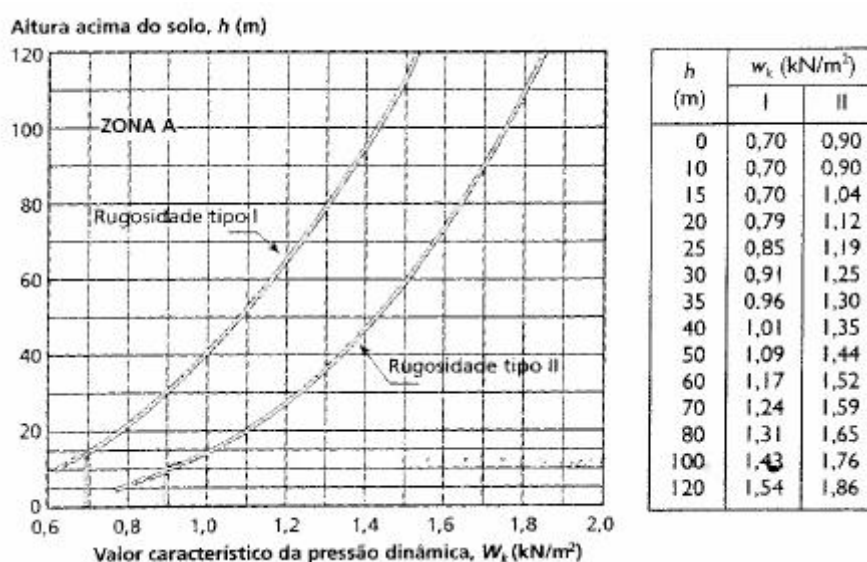


Fig. 4.7. – Valores sugeridos para a pressão dinâmica do vento. [13]

Em termos do RSA, “solos com rugosidade do tipo II” são os que não se englobam no tipo I que corresponde ao interior de zonas urbanas em que predominam edifícios. No caso de uma ponte de grande vão, esta situa-se quase sempre numa zona livre de obstáculos. Esta expressão refere-se à grande generalidade do território, sendo que para zonas situadas numa faixa costeira (5km) ou a altitudes consideráveis (> 600m) os valores devem ser agravados em 10%.

Em termos estruturais a acção do vento pode ser substituída por um binário aplicado nas vigas metálicas que simula o efeito de torção provocado (figura 4.8.). O efeito horizontal sobre o tabuleiro é residual devido à elevada inércia deste para as acções horizontais. Para o tabuleiro de uma ponte o valor do coeficiente de força associa-se ao de uma secção rectangular envolvente. Esta secção envolvente tem a largura do tabuleiro e uma altura igual à altura do tabuleiro + 2,5m (altura dos veículos). O valor a considerar para o coeficiente de força é, de modo conservativo, igual a 1,5.

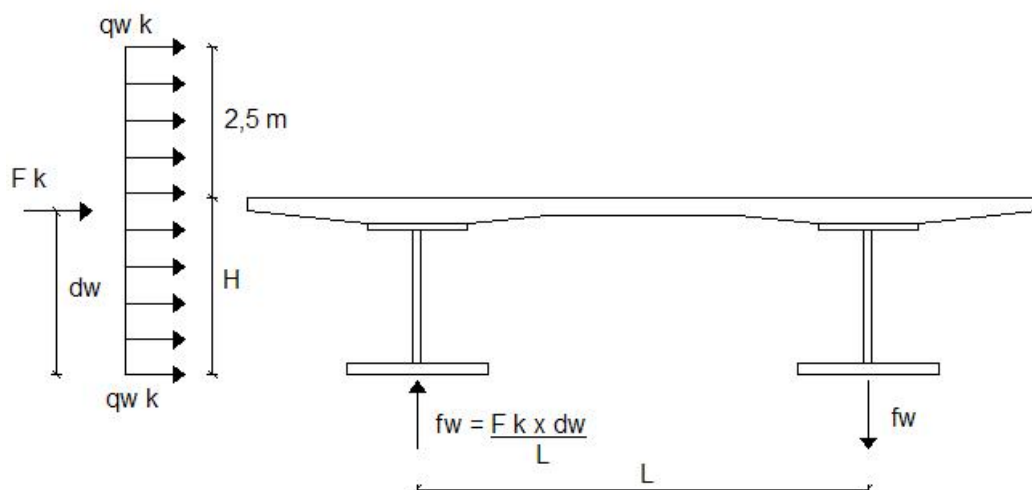


Fig. 4.8. – Acção do vento sobre um tabuleiro de uma ponte. [16]

Sismos

Este procedimento consiste no Método de Rayleigh aplicado ao modelo (figura 4.9.) de um tabuleiro que traduza o seu comportamento horizontal conforme as condições de apoio existentes. Em pontes de vãos elevados pode ser necessário proceder-se a uma análise mais rigorosa (análise tridimensional por elementos finitos) considerando efeitos como a aceleração sísmica vertical e variabilidade do efeito sísmico ao longo do tabuleiro em termos de aceleração e seu sentido. Em relação à aceleração vertical convém referir que o valor proposto em regulamentos de 0,2g [17] dilui-se nos coeficientes de segurança do peso próprio da estrutura. As molas que se vê na figura simulam a rigidez introduzida pelos pilares ao deslocamento horizontal do tabuleiro.

O primeiro passo do método de Rayleigh consiste na discretização do tabuleiro em massas pontuais equivalentes à carga existente no comprimento de influência considerado:

$$m_i = \int_{l_i} \left(\frac{G_k + \psi_2 \times Q_k}{g} \right) dx \quad (4.22.)$$

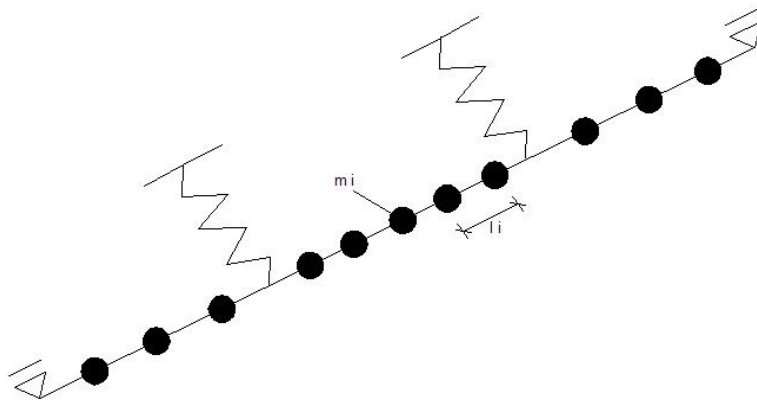


Fig. 4.9. – Discretização em massas pontuais do modelo horizontal de um tabuleiro. [16]

O próximo passo consiste em calcular num programa automático os deslocamentos correspondentes à aplicação das forças de inércia correspondentes para cada massa pontual. Uma alternativa ao programa seria o conhecimento da matriz de rigidez da estrutura modelada o que se revela um processo moroso em comparação com a facilidade de cálculo que a tecnologia actual proporciona de modo acessível. Aplica-se, então, uma expressão do Método de Rayleigh para o cálculo da velocidade angular da estrutura w e a respectiva frequência natural f :

d_i - deslocamento da massa i devido à aplicação da respectiva força de inércia

F_{g_i} - força de inércia correspondente a cada massa pontual = $m_i \times g$

$$w = \sqrt{\frac{g \times \left(\sum_i F_{g_i} \times d_i \right)}{\left(\sum_i F_{g_i} \times d_i^2 \right)}} \quad (4.23.)$$

$$f = \frac{w}{2\pi} \quad (4.24.)$$

A partir da frequência natural e do coeficiente de amortecimento, cujo valor correntemente adoptado está entre 4 e 5% (a maioria da massa do tabuleiro está na laje de betão), retira-se a aceleração espectral correspondente à zona geográfica em causa. De seguida, aplica-se a expressão do Método de Rayleigh para o cálculo das forças sísmicas equivalentes em cada massa pontual:

ξ - coeficiente de amortecimento

S_a - aceleração espectral

$$F_{sism_i} = \frac{S_a}{g} \times m_i \times w^2 \times d_i \quad (4.25.)$$

Introduzindo no programa de cálculo automático estas forças sísmicas, obtém-se os deslocamentos respectivos. Para os esforços é necessário dividi-los por um coeficiente de comportamento de modo a serem considerados os efeitos de carregamento dinâmico e do comportamento não linear material. Para os valores do coeficiente de comportamento este pode variar entre 1,0 e 3,5 [17] consoante o material utilizado para os pilares da ponte, a sua ductilidade e a rigidez das ligações do tabuleiro aos encontros. O valor desse coeficiente aumenta com a ductilidade e diminui com a maior rigidez das ligações nos encontros.

4.2.1.3. Outras acções

A neve (acção variável) deve ser considerada quando a região geográfica em causa o justifica. Em relação a acções acidentais como impactos de veículos e barcos, a sua quantificação deve ser consultada em bibliografia especializada para o efeito.

4.2.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A regulamentação existente sobre acções baseia-se em teorias estatísticas e probabilistas considerando para as acções valores característicos de distribuições de Gauss. Estes valores correspondem na curva de distribuição a uma probabilidade de superação de 5% em 50 anos. A quantificação de acções da secção 4.2.1. refere-se aos seus valores característicos e já inclui nos seus valores os efeitos dinâmicos associados. Para se proceder a uma verificação de segurança ou dimensionamento existe a necessidade de definir a probabilidade das acções variáveis actuarem em simultâneo no coeficiente de combinação e entrar com coeficientes de segurança de modo considerar o seu grau de ocorrência. Daí que as **combinações de cálculo** regulamentares são as seguintes:

ψ - coeficiente de combinação

γ - coeficiente de segurança

Estado Limite Último (ELU)

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk} \right]$$

$$\begin{aligned} \gamma_{gi} &= 1,0 \text{ se favorável} \\ \gamma_{gi} &= 1,35 \text{ se desfavorável} \\ \gamma_q &= 1,5 \end{aligned}$$

Acção de base sismo E:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + 1,5 \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk}$$

Estado Limite Serviço (ELS)

Combinação característica:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk}$$

Combinação frequente:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk}$$

Combinação quase-permanente:
$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk}$$

Os valores de ψ para cada acção variável são os seguintes:

veículo-tipo:	$\psi_0 = 0,6$	$\psi_1 = 0,4$	$\psi_2 = 0,2$; $\psi_2 = 0$ (acção de base sismo)
distribuída + transversal:	$\psi_0 = 0,6$	$\psi_1 = 0,4$	$\psi_2 = 0,2$; $\psi_2 = 0$ (acção de base sismo)
força de frenagem:	$\psi_0 = 0,6$	$\psi_1 = 0,4$	$\psi_2 = 0,2$; $\psi_2 = 0$ (acção de base sismo)
vento:	$\psi_0 = 0,4$	$\psi_1 = 0,2$	$\psi_2 = 0$
sismo:	$\psi_0 = 0$	$\psi_1 = 0$	$\psi_2 = 0$

O efeito de fluência apenas é considerado em ELS porque a distribuição de tensões na rotura (ELU) não depende do módulo de elasticidade dos materiais mas sim da resistência última destes, a não ser que a análise de tensões em ELU seja elástica. Como simplificação conservativa de cálculo alternativa ao processo rigoroso exposto na secção 4.2.1., é razoável adoptar-se os seguintes valores para o

coeficiente de homogeneização m : 18 para a combinação quase-permanente, 15 para a combinação frequente e 10 para a característica.

As acções de retracção e de variações térmicas, também apenas são consideradas em ELS porque para grandes deformações os esforços devido a deformações impedidas são anulados, a não ser que em ELU as tensões tenham uma distribuição elástica. A acção de força centrífuga não tem coeficientes de combinação pois depende directamente da carga distribuída q_1 . Além disso, o conjunto de cargas q_1 , q_2 , q_3 e força centrífuga nunca pode ser considerado em simultâneo com o veículo-tipo.

Uma carga variável não tem uma posição definida à partida, logo é necessário tomar a posição mais desfavorável com base nas **linhas de influência** longitudinais e transversais (ver figura 4.10.) de acordo com os modelos de cálculo adoptados. Depois desse procedimento para cada tipo de esforço crítico na ponte, é feita a respectiva envolvente para efeitos de dimensionamento. No cálculo do tabuleiro deve ser considerado, para além dos estados limites últimos e de serviço, o faseamento construtivo da ponte.

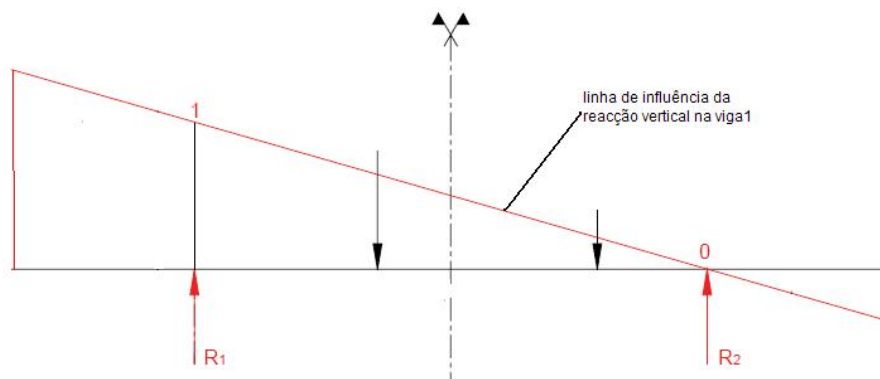


Fig. 4.10. – Linha de influência transversal da reacção vertical de uma viga no tabuleiro.

A segurança estrutural é verificada quando as propriedades características resistentes de cálculo (reduzidas por factores de segurança) dos materiais e respectivas dimensões das secções superam os efeitos permanentes, variáveis e dinâmicos (majorados) das acções na combinação em causa. Existe, portanto, um grau de risco de colapso da estrutura associado à variabilidade dos parâmetros referentes às acções e aos materiais. Contudo, esse risco é praticamente diluído com a consideração dos valores característicos e dos factores de segurança.

$$R_d \geq S_d$$
 - critério de verificação da segurança estrutural

4.3. ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO

4.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O processo de pré-dimensionamento é indispensável com vista à obtenção de esforços na análise pois é necessário inserir a rigidez aproximada da estrutura. Facilmente se conclui que o dimensionamento é um procedimento iterativo porque a secção dimensionada correspondem novos esforços de cálculo. No entanto, em projecto a via iterativa é inviável devido à sua morosidade e volume de cálculo. Daí que é fundamental a utilização de **expressões de pré-dimensionamento** de fácil convergência para a solução final sem necessidade de nova análise estrutural. Essas expressões provêm da experiência de projectistas ao longo do tempo e não têm qualquer fundamento teórico que as sustente. Apresentam-se de seguida as dimensões de uma secção tipo de um tabuleiro misto com uma sugestão das expressões que permitem o seu pré-dimensionamento de forma eficaz:

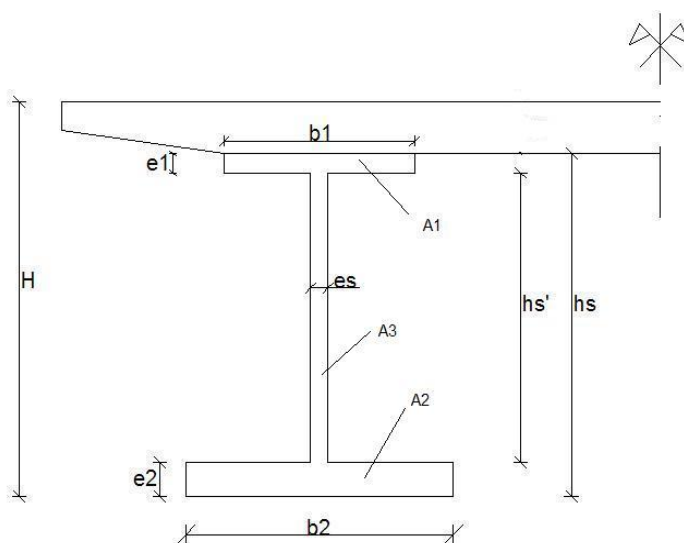


Fig. 4.11. – Dimensões de uma secção mista de vigas em I.

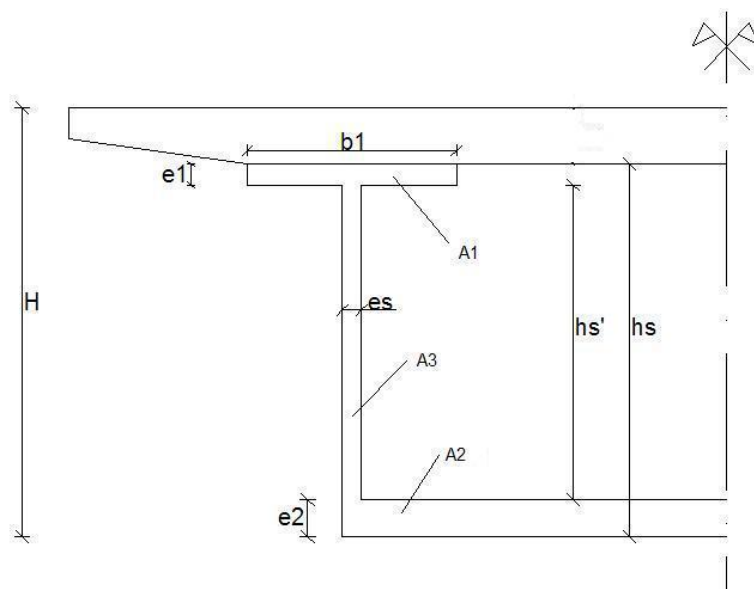


Fig. 4.12. – Dimensões de uma secção mista em caixão.

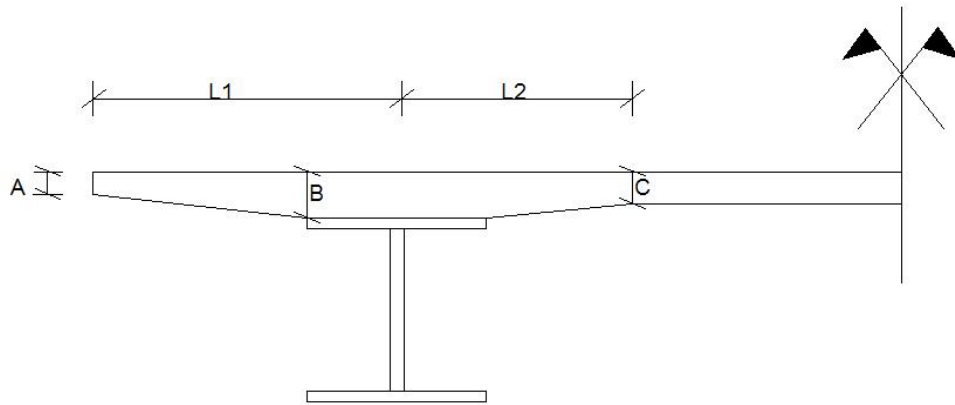


Fig. 4.13. – Dimensões da laje de betão.

$$B \approx \frac{L_1}{8,5} \quad (4.26.)$$

Fabrizio di Miranda

$$H \approx \frac{L_0}{17} \quad (4.27.)$$

$$hs = H - B \quad (4.28.)$$

$$es \approx \frac{hs}{150} \quad (4.29.)$$

L_0 - distância entre pontos de momento nulo no vão principal = $0,7 \times L_{\text{vão principal}}$

A tensão de cedência do aço estrutural é diferente do valor referente ao aço para armaduras:

f_y - tensão de cedência do aço estrutural

f_u - tensão última de resistência do aço estrutural

f_s - tensão de cedência do aço para armaduras

$$f_{yd} = \frac{f_y}{1,1} \quad (4.30.)$$

Quadro 4.1. – Parâmetros de resistência para cada classe de aço estrutural.

Classe do aço estrutural	Parâmetros de resistência	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2		
S 235	235	360
S 275	275	430
S 355	355	510
S 450	440	550

$$A_3 = es \times hs' \approx 0,006 \times hs^2 \quad (4.31.)$$

$$A_1 \approx 0,3 \times A_3 \quad (4.32.)$$

$$A_2 \approx \frac{0,96 \times M_{sd}}{hs \times f_{yd}} \quad \text{tabuleiro simplesmente apoiado}$$

$$A_2 \approx \frac{1,4 \times M_{sd}}{hs \times f_{yd}} \quad \text{tabuleiro contínuo} \quad (4.33.)$$

M_{sd} - momento flector de cálculo (ELU) a meio do vão principal para metade da secção sem considerar pré-esforço, vento, sismos, fluência e retracção

$$e_i = \frac{b_i}{15} \quad (4.34.)$$

$$A = 0,20 \text{ m} \quad (4.35.)$$

$$L_2 = \frac{L_1}{2} \quad (4.36.)$$

$$C \approx \frac{l_{transversal}}{27} \quad (4.37.)$$

$l_{transversal}$ - vão transversal entre vigas metálicas

A equação 4.33. aumenta as dimensões do banzo inferior quando o tabuleiro é contínuo porque, nesses casos, os momentos negativos são superiores aos positivos, e a elevada compressão do banzo inferior gerada sobre os pilares leva à necessidade de uma secção mais robusta. As equações de Fabrizio di Miranda são as mais utilizadas no pré-dimensionamento de pontes mistas originando bons resultados práticos. Contudo, existem ainda outras equações por parte de outros autores:

Ciolina

$$A_2 \approx 0,75 \times \frac{M_{sd}}{b_1 \times f_{yd}} \quad (4.38.)$$

$$A_3 \approx 2 \times A_2 \quad (4.39.)$$

$$A_1 \approx 1,13 \times \frac{M_0}{b_1 \times f_{yd}} \quad (4.40.)$$

M_0 - momento flector máximo em fase de construção

Constrado

$$hs \approx \frac{L}{20} \quad (4.41.)$$

$$A_2 \approx 0,9 \times \frac{M_{sd}}{hs \times f_{yd}} \quad (4.42.)$$

$$A_1 \approx \frac{A_2}{2} \quad (4.43.)$$

Para o valor do momento flector que entra neste cálculo de pré-dimensionamento considera-se o correspondente ao tramo central da ponte em ELU, ou seja, a situação mais condicionante. Sobre os pilares a resistência é controlada, sobretudo, através das armaduras activas e passivas da laje de betão. Para finalizar este processo é necessário fazer algumas verificações de modo a ser acautelada, inicialmente, a **instabilidade por encurvadura** das chapas da viga metálica através da limitação da sua esbelteza. O Regulamento de Estruturas de Aço em Edifícios (REAE) sugere o seguinte:

$$e_i > \frac{b_i}{30} \quad (4.44.)$$

$$\frac{es}{hs'} \geq 0,006 \quad (4.45.)$$

Para finalizar o pré-dimensionamento, faltam as **vigas transversais de contraventamento** que unem as vigas metálicas. A seguinte fórmula empírica permite determinar o peso das vigas numa faixa de 1m de comprimento longitudinal da ponte. A partir desse valor, encontra-se nas tabelas comerciais o perfil mais aproximado. Temos, desta forma, os perfis transversais a colocar com espaçamento de 1m na análise global do tabuleiro.

$$G_{\text{vigas transversais}} \text{ (kN / m)} = 0,40 \times l \text{ (m)} \times 1 \quad (4.46.)$$

l – comprimento total da ponte

4.3.2. TIPO DE ANÁLISE E CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

No início do projecto de uma ponte e em função da tipologia estrutural escolhida, existe a necessidade da escolha do **comprimento dos vãos** dos tramos desta. Em relação a este aspecto, será válido afirmar que a melhor concepção estrutural é a que melhor distribui os esforços de maneira a que o momento máximo positivo nos vãos intermédios tenha um valor o mais próximo possível do momento máximo positivo nos vãos extremos. Esta condição quando se verifica traz vantagens em termos de comportamento estrutural, no dimensionamento e, também, no processo construtivo da ponte. No caso de tabuleiros mistos, deve-se procurar até que este esteja sujeito predominantemente a momentos positivos pois a secção está mais vocacionada para esse esforço. Daí que não seja usual a existência de tabuleiros contínuos mistos de altura variável (superior nos apoios) porque, desse modo, a maior rigidez na zona dos pilares iria atrair mais momento negativo, o que não faz sentido no caso de uma ponte mista.

A título de exemplo, considera-se uma solução teórica de um tabuleiro de 3 tramos em viga sujeito a uma acção distribuída de 50 kN/m de 20m de comprimento (ver figura 4.14.). Através de uma simulação de esforços, chegou-se à conclusão que os vãos seriam de 6-8-6 m de modo a melhor distribuir os esforços de flexão, ou seja, uma diferença de cerca de 30% do vão intermédio para o vão extremo.

concepção longitudinal dos vãos $\rightarrow l_{\text{vão intermédio}} \approx 1,3 \times l_{\text{vão extremo}}$

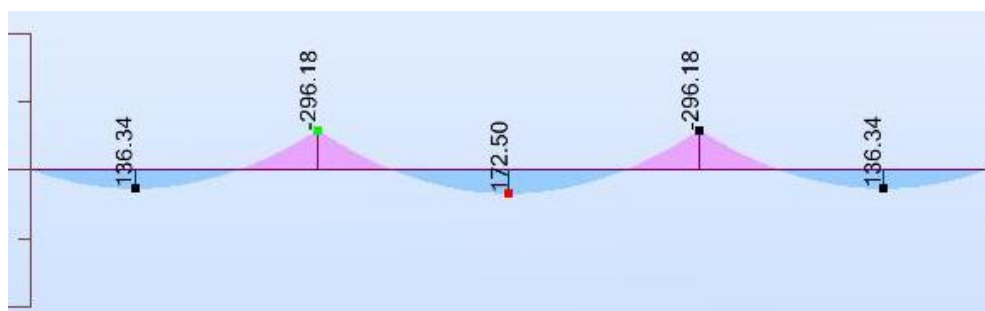


Fig. 4.14. – Distribuição de esforços longitudinais numa viga contínua.

Em termos de vãos transversais, para além do equilíbrio nos valores dos momentos positivos e negativos, é importante que o esforço transversal à direita e à esquerda do apoio tenha valores próximos. Este último critério deve-se ao desejo de reduzir o esforço transversal no apoio e, assim, evitar os estribos na laje de betão. Fazendo um exemplo teórico parecido de uma viga de 20m de comprimentos com 3 tramos (2 em consola) sujeita a uma carga de 20 kN/m (ver figura 4.15.), conclui-se que a melhor solução para os vãos será 4,5-11-4,5 ou seja, o vão central cerca de 2,5 vezes superior à consola lateral. Em termos de análise, a consideração de cargas concentradas não tem uma posição fixa, ou seja, são aplicadas nas secções críticas para cada tipo de esforço (posição variável). Daí que a carga uniformemente distribuída seja o melhor indicador da distribuição de esforços no tabuleiro. Conforme é visível na figura, os momentos negativos na laje superam significativamente os positivos. Este é um dos principais motivos da espessura da laje ser maior na zona do apoio na viga metálica, para além do efeito do esforço transversal.

concepção transversal dos vãos $\rightarrow l_{\text{interior}} \approx 2,5 \times l_{\text{consola}}$



Fig. 4.15. – Distribuição de esforços transversais na laje de betão.

O **tipo de análise global** de uma estrutura baseia-se nas relações constitutivas dos materiais. Na realidade, estas relações são não lineares (figuras 4.16. e 4.17.), o que dificulta seriamente o cálculo caso não sejam adoptadas simplificações adequadas. Assim, para efeitos de análise estrutural e de dimensionamento considera-se que o diagrama tensão/extensão material tem 2 ramos (figura 4.18.), um elástico e outro plástico. Numa análise global elástica, o esforço em qualquer secção da estrutura é directamente proporcional ao seu deslocamento, enquanto que na análise plástica existem secções em que o esforço se mantém constante com o aumento do seu deslocamento.

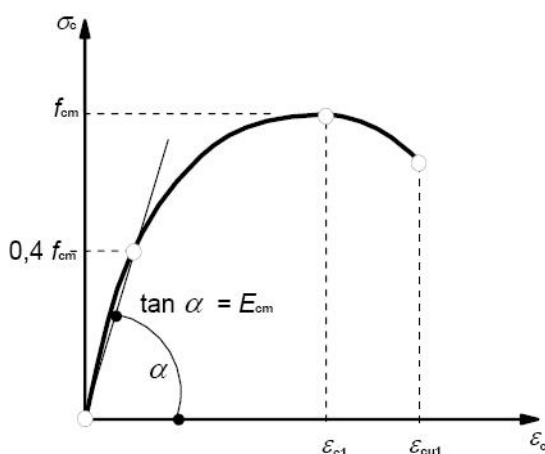


Fig. 4.16. – Diagrama tensão/extensão real do betão.

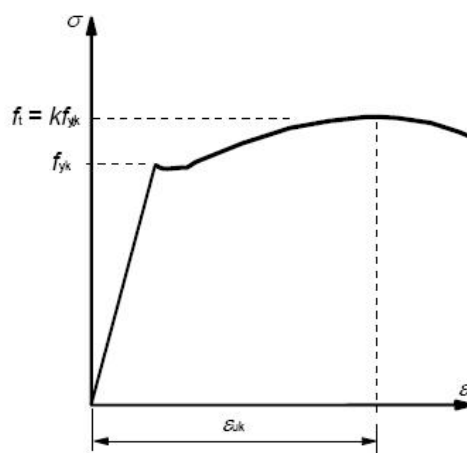


Fig. 4.17. – Diagrama tensão/extensão real do aço.

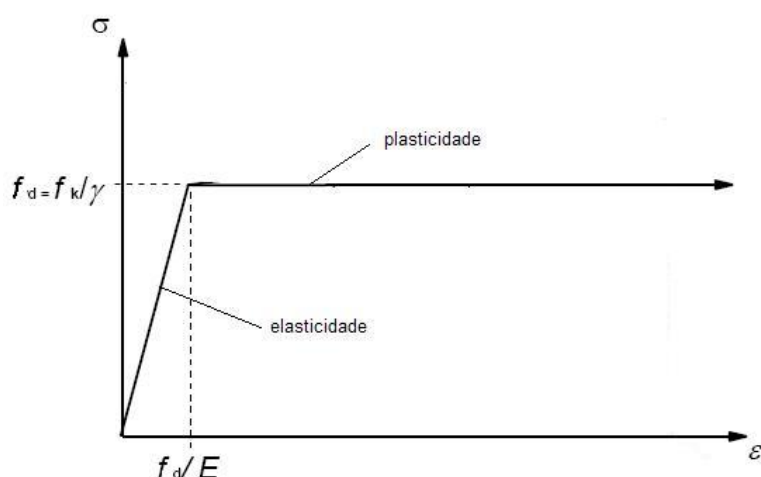


Fig. 4.18. – Diagrama tensão/extensão material para efeitos de análise estrutural e dimensionamento.

Como se pode verificar no diagrama da figura 4.14, é inevitável que numa análise elástica global os valores máximos dos momentos negativos não sejam superiores aos positivos. Este facto levanta a questão da possibilidade de uma **redistribuição de esforços** através da limitação da resistência da secção sobre os pilares, ou seja, uma análise global plástica. No entanto, para que este procedimento seja possível é necessário que a secção conserve o momento resistente depois de entrar em cedência através de uma rotura dúctil devido à sua capacidade de rotação. A capacidade de rotação Θ de uma viga mista sujeita a flexão negativa é influenciada por fenómenos de encurvadura. Daí que, primeiro, seja necessário classificar a secção pré-dimensionada da viga metálica em termos de probabilidade de ocorrência desses fenómenos (esbelteza), para depois se determinar o tipo de análise global a efectuar à estrutura. No caso das pontes, principalmente de grande vão, a grande esbelteza das vigas irá obrigar a uma análise global elástica. Neste tipo de análise considera-se a secção mista completamente solidarizada não entrando com a flexibilidade dos conectores como numa análise não linear. Os efeitos de 2ª ordem e de imperfeições geométricas apenas serão relevantes nos pilares da ponte porque são os únicos elementos com esforço axial significativo.

A regulamentação [22] define 4 **classes para as secções metálicas**:

Classe 1: existe capacidade de rotação para a análise plástica;

Classe 2: desenvolve o momento plástico resistente mas a capacidade de rotação é limitada;

Classe 3: a tensão de cedência na fibra mais comprimida é atingida mas não consegue desenvolver o momento plástico resistente;

Classe 4: a tensão de cedência na fibra mais comprimida não é atingida.

Quadro 4.2. – Tipo de análise global e de cálculo orgânico em função da classe da secção.

Classe da secção	Análise global		Cálculo orgânico	
	elástica	plástica	elástico	plástico
1	sim	sim	sim	sim
2	sim	não	sim	sim
3	sim	não	sim	não
4	sim	não	sim (*)	não

(*) - necessário reduzir a secção para o cálculo

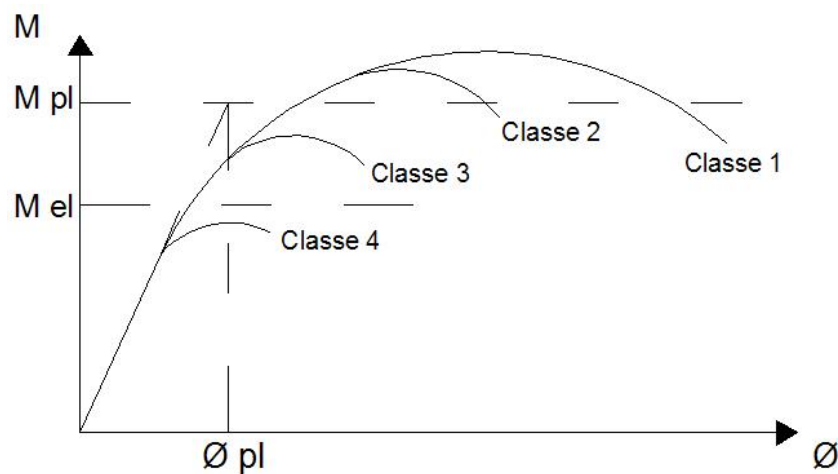
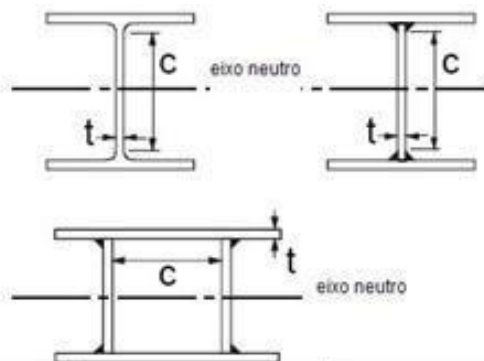


Fig. 4.19. – Relação do diagrama momento/rotação com a classificação da secção.

A classificação de uma secção mista é a que corresponde à componente da viga metálica condicionante. A tabela do quadro 4.3. refere o caso da flexão simples na alma com o eixo neutro a meia altura da viga metálica. Quando a secção é mista a existência da laje faz subir o eixo neutro que é a situação equivalente à flexão composta do quadro 4.3. Vigas metálicas confinadas em betão (dupla acção mista) são de classe 1. O banzo de uma viga metálica ligada a uma laje de betão através de conectores é, também, de classe 1. Para o caso do banzo sujeito a flexão composta é usual considerar-se como simplificação o banzo todo à compressão o que está do lado da segurança. Caso contrário, seria necessário calcular o eixo neutro da flexão no banzo.

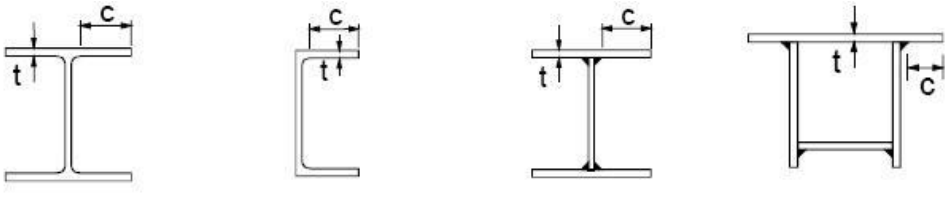
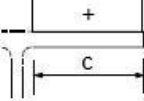
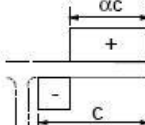
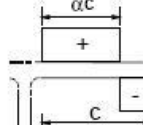
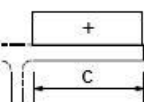
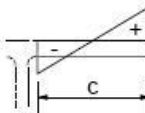
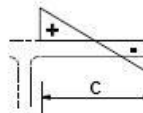
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} \quad f_{yd} \text{ em MPa} \quad (4.47.)$$

Quadro 4.3. – Classificação de secções com base na esbelteza da alma. [22]



Classe	alma à flexão simples	alma à compressão	alma à flexão composta
Diagrama de tensões (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	se $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ se $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	se $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ se $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Diagrama de tensões (compressão positiva)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	se $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ se $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

Quadro 4.4. – Classificação de secções com base na esbelteza do banzo. [22]

			
Classe	banzo à compressão	banzo à flexão composta	
		aba comprimida	aba traccionada
Diagrama de tensões (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Diagrama de tensões (compressão positiva)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$	

Quando uma secção é de Classe 4 a tensão de cedência na fibra mais comprimida não é atingida. Este efeito é, normalmente, simulado através da eliminação das propriedades resistentes de uma parcela da secção, fazendo o cálculo para o novo centro de gravidade, área e inércia da nova secção. A determinação dessa parcela a eliminar depende do grau de propensão da viga aos fenómenos de encurvadura, ou seja, do tipo de aço estrutural, da esbelteza da peça e da posição do eixo neutro da secção com todo o material activo (distribuição de tensões tracção/compressão). Tendo este último dado, temos a relação entre as tensões das fibras extremas da viga metálica podendo-se determinar o coeficiente que as relaciona. A partir daí, sabendo o factor de encurvadura, é calculada a esbelteza reduzida e o coeficiente de redução [28]. Depois disso a determinação da **parcela não resistente da secção** é efectuada com base nos quadros 4.5. (almas) e 4.6. (banzos).

σ_1 - tensão normal na fibra comprimida extrema da alma

σ_2 - tensão normal na fibra traccionada extrema da alma

K_σ - factor de encurvadura

$\bar{\lambda}_p$ - esbelteza reduzida

ρ - coeficiente de redução

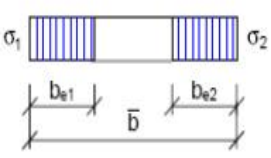
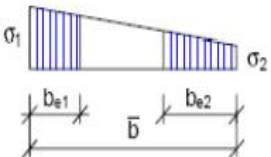
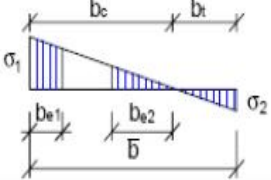
$$\bar{\lambda}_p = \frac{c/t}{28,4 \times \epsilon \times \sqrt{K_\sigma}} \quad (4.48.)$$

$$\rho_{almas} = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,055 \times (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_p^2} \quad \text{se} \quad \overline{\lambda}_p > 0,673 \quad (4.49.)$$

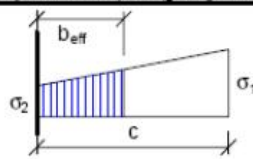
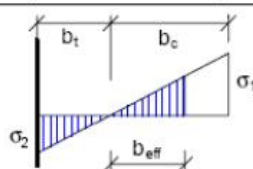
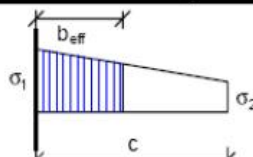
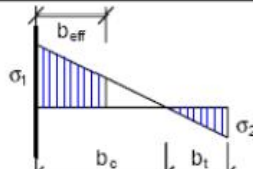
$$\rho_{brazos} = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,188}{\overline{\lambda}_p^2} \quad \text{se} \quad \overline{\lambda}_p > 0,748 \quad (4.50.)$$

se as condições anteriores não se verificarem, então $\rho = 1$.

Quadro 4.5. – Determinação da parcela não resistente da alma de uma viga metálica de Classe 4. [28]

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \overline{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \overline{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \overline{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Factor de Encurvadura K_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Quadro 4.6. – Determinação da parcela não resistente do banzo de uma viga metálica de Classe 4. [28]

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Factor de Encurvadura K_ψ	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Factor de Encurvadura K_ψ	0.43	$0.578 / (\psi + 0.34)$	1.70	$1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$	23.8

4.3.3. MODELAÇÃO DE PONTES MISTAS

Num tabuleiro misto sujeito a flexão longitudinal, verifica-se na prática que em fibras da laje de betão à mesma altura o seu deslocamento não é o mesmo, sendo maior nas fibras mais próximas da viga metálica (figura 4.20.). Este fenómeno tem a designação de “**shear-lag**” e a sua consideração deve ser tida em conta na modelação do comportamento do tabuleiro. No entanto, é um princípio que contraria a teoria de Saint-Venant da deformação plana das secções, ou seja, as expressões clássicas da Resistência dos Materiais não são aplicáveis o que obriga a um cálculo não linear complexo. Daí que o conceito de **largura efectiva** (diferente da largura efectiva da classificação de secções) seja útil como simplificação de cálculo considerando que as tensões devidas à flexão longitudinal do tabuleiro são constantes em fibras à mesma altura da secção, contudo, apenas uma parte da largura total da laje (largura efectiva) resiste conjuntamente com a viga metálica.

b_{eff} - largura efectiva de laje colaborante

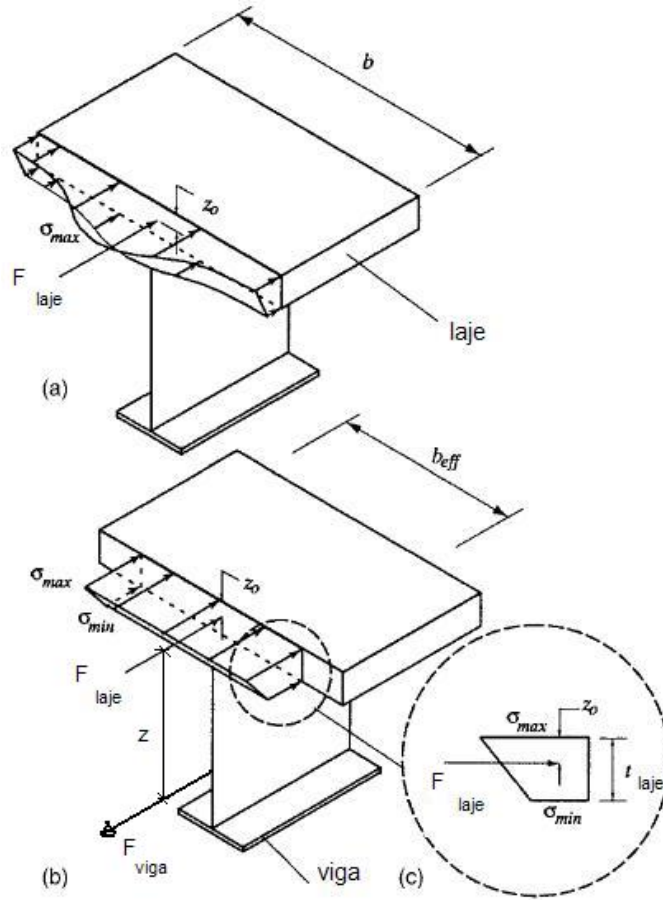


Fig. 4.20. – Fenómeno de “shear-lag” e a definição da largura efectiva de um tabuleiro misto. [29]

Utilizando as equações de equilíbrio estático para o cálculo da largura efectiva num tabuleiro sujeito a flexão simples e considerando, apenas como mero exemplo, o eixo neutro na laje de betão, vem:

M^+

$$F_{laje} = \frac{M^+}{z} \quad (4.51.)$$

$$b_{eff} \times \left(\frac{\sigma_{máx} + \sigma_{min}}{2} \right) \times t_{laje} = F_{laje} \quad (4.52.)$$

M^-

$$F_{laje} = \frac{(\sigma_{máx} + \sigma_{min})}{2} \times t_{laje} \quad (4.53.)$$

$$M^- = F_{compressão} \times z = F_{laje} \times z_{laje} + F_s \times z_s \quad (4.54.)$$

$$b_{eff} \times \left[\left(\frac{\sigma_{máx} + \sigma_{min}}{2} \right) \times t_{laje} + F_s \right] = F_{compressão} \quad (4.55.)$$

F_s - força axial resistente devido às armaduras por metro de largura da laje (KN/m)

Diversas análises de elementos finitos efectuadas sobre vários tabuleiros mistos indicaram que as dimensões da viga metálica e da espessura da laje têm muito pouca influência na determinação da largura efectiva [29]. Esta varia bastante, isso sim, com a fissuração da laje de betão (zonas de momentos negativos), a elasticidade/plasticidade (distribuição de tensões) material e, naturalmente, o valor do momento actuante.

Analisando as equações, conclui-se que a ordem de grandeza da variação dos valores das tensões nas fibras e da sua força resultante é muito superior à da espessura da laje e do braço 'z' que são apenas alguns centímetros de variação. Daí que se possa desprezar a influência desses parâmetros na definição da largura efectiva. Outra conclusão é a de que a consideração da resistência das armaduras nos momentos negativos faz diminuir a largura efectiva nessas zonas. É certo que a fissuração da laje elimina a parcela resistente correspondente, fazendo aumentar a largura efectiva. No caso de momentos positivos, quando se caminha para a rotura verifica-se que a tensão máxima na laje é igual à tensão que é igual à tensão de rotura, ou seja, o equilíbrio da solicitação crescente é feito apenas através do aumento da largura efectiva podendo no limite a largura efectiva da secção ser igual à largura total. No entanto, como a análise elástica global do tabuleiro é o procedimento mais certo, os efeitos de plastificação das fibras não são considerados senão no cálculo orgânico das secções.

De forma a simplificar o cálculo da largura efectiva, a regulamentação [15] propõe apenas a consideração de 2 parâmetros que são: o vão entre apoios e a localização da secção. Assim, os efeitos do valor do momento actuante e do seu sinal são considerados sem a necessidade da utilização de equações de equilíbrio. O cálculo proposto é o seguinte:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (4.56.)$$

b_0 - distância transversal entre conectores

b_1 - distância do conector mais exterior à extremidade da consola

b_2 - distância do conector mais interior ao meio vão entre vigas metálicas

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (4.57.)$$

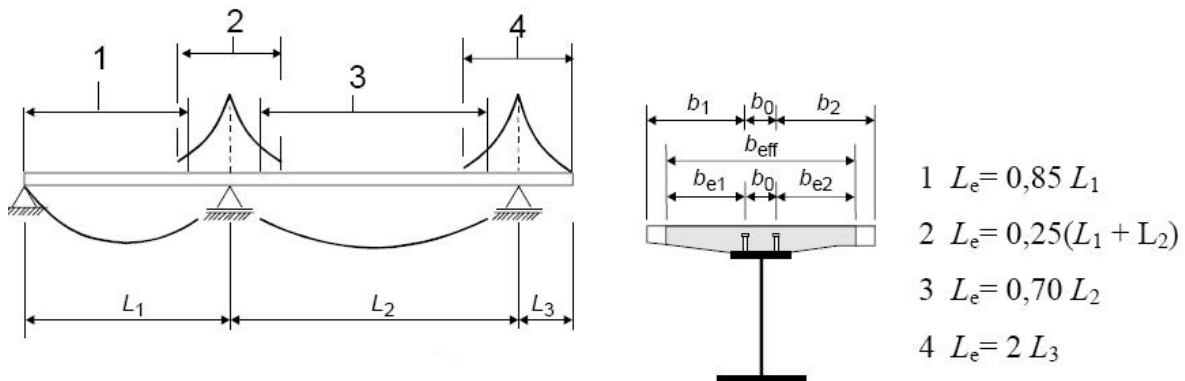


Fig. 4.21. – Cálculo simplificado da largura efectiva de um tabuleiro misto. [15]

L_e - comprimento efectivo

Em termos de projecto corrente, as **simplificações adoptadas** para a largura efectiva do tabuleiro não se ficam por aqui. É usual a consideração de uma única largura efectiva comum a todo o comprimento da ponte, uma hipótese que se revela válida depois de serem analisados alguns aspectos. Já foi referido neste capítulo que os vãos extremos de uma ponte contínua são cerca de 70 a 80% do vão principal, ou seja, o valor do comprimento efectivo é praticamente constante em regiões de momento positivo. Nas secções de momento negativo o valor sugerido pelo regulamento por ser notoriamente mais reduzido, entra em conta com a secção não fissurada (ver equação 4.55.). No entanto, nessas zonas, mesmo para cargas permanentes, a fissuração da laje é quase uma certeza. Aliás, como adiante se verá, a regulamentação recomenda que na análise elástica global do tabuleiro o efeito da fissuração seja considerado. Daí ser plausível um valor de largura efectiva constante ao longo do tabuleiro e igual ao valor correspondente ao vão intermédio.

O fenómeno de “shear-lag” não é exclusivo da laje de betão armado, ocorrendo também no banzo inferior de uma viga metálica em caixão (figura 4.22.). Os pressupostos considerados para a laje de betão mantêm-se, ou seja, o processo da largura efectiva é semelhante.

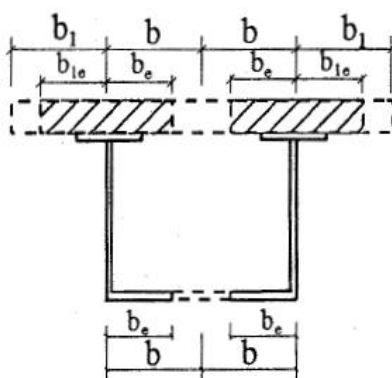


Fig. 4.22. – Largura efectiva do banzo inferior do caixão de uma viga metálica. [24]

Como já foi referido, a elevada probabilidade de existir fissuração nas zonas de momentos negativos leva a que seja sugerido em vários regulamentos a consideração desse efeito na análise elástica global. Num cálculo mais rigoroso, seria feita uma análise com a secção da laje não fissurada verificando-se quais as secções cuja tensão na fibra superior da laje excede o valor da tensão de resistência do betão à tracção. De seguida, iria fazer-se uma **“análise fissurada”** considerando nessas secções uma inércia calculada apenas com base na viga metálica e nas armaduras resistentes. A área dessas armaduras seria obtida a partir do momento da “análise não fissurada” sobre o pilar fazendo o cálculo orgânico elástico da secção. Num cálculo não tão rigoroso mas com bons resultados verificados na prática [15], pode-se considerar que o comprimento do tabuleiro sujeito a flexão negativa é igual a 15% de cada vão adjacente ao pilar. Logicamente, este pressuposto apenas é válido quando são significativos os momentos negativos, ou seja, quando a relação entre os vãos adjacentes não varia mais do que 40% [15]. Porém, essa análise fissurada obriga a arbitrar um valor para a área de armaduras que raramente se aproxima do valor final pois cada caso tem a sua especificidade. Além disso, numa secção mista, não são raras as vezes em que a substituição da laje fissurada por armaduras praticamente não altera a inércia da secção. Daí que consiste uma boa simplificação a manutenção da análise estrutural inicial desde que cumpra, obviamente, as condições de equilíbrio.

Outro dos efeitos da fissuração do betão armado é a significativa **redução da rigidez à torção**. Daí que quando se procede a uma análise combinatória em que o efeito de torção é tido em conta, é necessário considerar esse efeito nomeadamente através da redução da espessura da laje de betão:

$$e_{red} = e \times \frac{G_c}{G_s} \quad (4.58.)$$

G_c - módulo de elasticidade transversal do betão

G_s - módulo de elasticidade transversal do aço

Naturalmente, nas zonas de momentos negativos a fissuração é mais gravosa devendo considerar-se aí que o módulo de elasticidade transversal do betão G seja igual a 10% do módulo de elasticidade longitudinal E . Este pressuposto é fundamental na modelação em grelha de um tabuleiro, como adiante se verá.

Um **modelo de análise** bastante simples seria considerar duas vigas mistas longitudinais em que a largura de laje solidária com cada viga seria a largura efectiva. Seria analisada, então, apenas metade da largura do tabuleiro com as cargas correspondentes. O modelo longitudinal seria semelhante ao da figura 4.14., ou seja, uma barra linear. O dimensionamento transversal da laje seria feito com base no modelo simplesmente apoiado da figura 4.15. À primeira vista, são claras algumas das debilidades deste modelo. As vigas metálicas na direcção vertical não têm a mesma deformação, existindo uma distorção devido à torção da secção que provoca esforços na laje. Além disso, considerando como existente apenas a largura efectiva da laje, o dimensionamento longitudinal desta irá limitar-se a essa largura o que não é rigoroso. Como já foi referido, quando se caminha para a rotura a largura efectiva da laje tende para a largura total. Por estas razões, este modelo apenas seria plausível em tabuleiros simplesmente apoiados de pequeno vão. Contudo, como será referido com mais pormenor no capítulo 5, resultados experimentais validam a adopção de métodos simplificados de dimensionamento que validam as hipóteses consagradas neste modelo.

Uma outra opção em termos de modulação de um tabuleiro consiste na **grelha plana** (figura 4.23.). Esta alternativa consiste numa evolução do simples modelo de viga pois a consideração de barras transversais (carlingas) apoiadas nas longitudinais (longarinas) entra em conta a rigidez conjunta das vigas metálicas. Além disso, a laje em vez de estar simplesmente apoiada nas vigas metálicas na direcção transversal, passa a ter apoios elásticos nas longarinas.

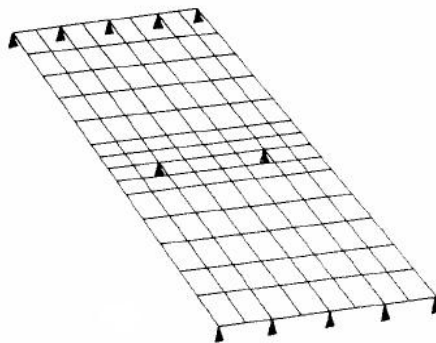


Fig. 4.23. – Modelo de grelha para a análise estrutural de um tabuleiro. [31]

As barras longitudinais, cujos respectivos eixos fazem parte de um mesmo plano, devem cumprir a seguinte condição:

$$I_{b,eff} = I^* + \sum I_i \quad (4.59.)$$

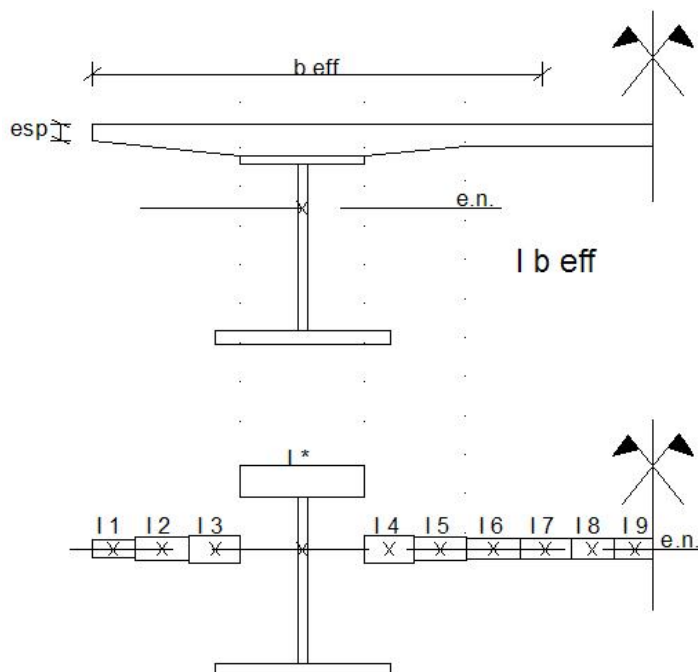


Fig. 4.24. – Secção transversal das barras longitudinais do modelo de grelha.

As barras transversais da grelha têm um espaçamento arbitrário e têm a secção correspondente à respectiva área de influência na laje de betão. Um aspecto fundamental a ter em conta neste modelo é a necessidade de diminuir o módulo de elasticidade transversal G do betão para pelo menos 20% do seu valor inicial. Isto deve-se ao facto de o betão estar fissurado e, desse modo, ter uma rigidez à torção bastante reduzida. Caso contrário, essa rigidez iria desvirtuar os esforços nas barras. É inegável que a modelação em grelha é mais completa e rigorosa do que a análise de uma viga mista a representar metade do tabuleiro. No entanto, esta concepção apresenta algumas desvantagens que tornam aconselhável a utilização de modelos ainda mais sofisticados, nomeadamente para pontes de grande vão. A principal desvantagem é a grande vocação dos modelos de grelha para as acções verticais, tornando complicada a análise do tabuleiro aos efeitos de acções horizontais em que existe a necessidade de contar com a rigidez à torção.

Temos, então, a modelação através do **método de elementos finitos** considerando elementos de casca e de viga Euler-Bernoulli (figura 4.25.). Este modelo possui um grau de rigor elevado em comparação com outras alternativas dado que processa uma discretização da laje numa malha de elementos finitos além de permitir tratar a estrutura de um modo tridimensional, ou seja, traduz com bastante aproximação o tabuleiro da ponte. Daí que este modelo seja dos mais utilizados actualmente, aproveitando as potencialidades de cálculo dos programas informáticos disponíveis. No entanto, existe a necessidade de a malha de elementos finitos adoptada ter um espaçamento reduzido de modo a que os erros associados ao cálculo sejam residuais. O melhor procedimento será reduzir sucessivamente a malha até os esforços obtidos convergirem até um erro aceitável. Além desta desvantagem, que se

traduz num grande volume de cálculo a processar, o facto de a laje não ser discretizada em elementos de barra leva a que o seu dimensionamento não seja tão linear e simples.

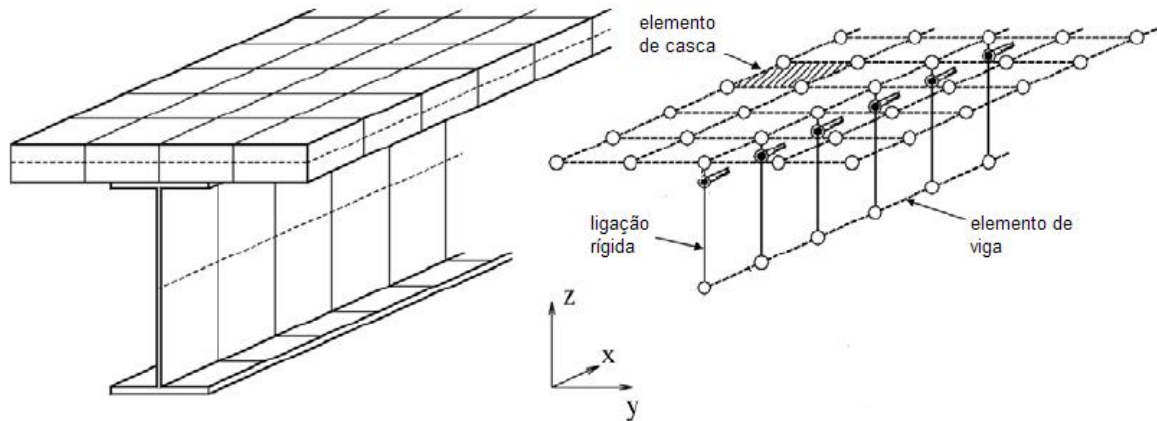


Fig. 4.25. – Modelação de um tabuleiro misto com base no método de elementos finitos. [30]

As ligações rígidas indicadas na figura 4.25. simulam o efeito de conexão laje/viga e destinam-se a compatibilizar deslocamentos e rotações dos nós unidos pela ligação, que são o eixo da viga metálica e o eixo da laje. A definição dos graus de liberdade a compatibilizar em cada ligação deve ser feita de forma cuidadosa porque, caso contrário, existe o risco de existirem esforços parasitas no modelo que não têm correspondência com a realidade. Tendo a laje uma espessura variável, esta deve ser discretizada em vários painéis longitudinais de pequena largura e com a espessura correspondente à altura média do trapézio real. No caso de uma viga em caixão, o conceito é semelhante apenas sendo necessário acrescentar o banzo inferior do caixão ligado rigidamente em ambas as extremidades às vigas em I. Se a ponte for suspensa ou em arco, os apoios do tabuleiro nestas estruturas auxiliares são modeladas através de apoios elásticos cuja rigidez corresponde à do cabo de suspensão ou arco nesse grau de liberdade. Procedendo à análise da laje de betão com base na malha de elementos finitos, o conceito de “shear-lag” dilui-se no cálculo porque a laje não é tratada como elemento de barra, ou seja, não existe a necessidade de adoptar uma largura efectiva. Neste modelo, os esforços/tensões da laje são obtidos em manchas baseadas numa escala pré-definida (figura 4.26.). Na figura seguinte pode-se, também, ver as barras transversais ligadas continuamente em ambas as vigas metálicas.

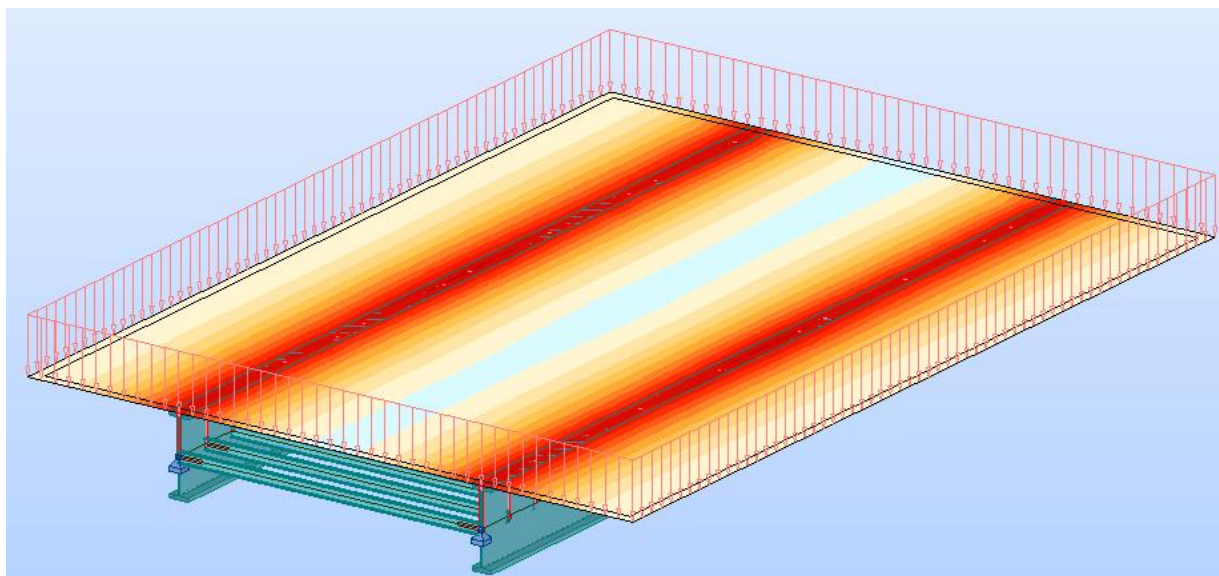


Fig. 4.26. – Mapa de momentos transversais na laje de betão do modelo de um tabuleiro misto.

5

DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS MISTOS

5.1. DIMENSIONAMENTO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.1.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento ao estado limite último é, sem dúvida, o mais crítico no projecto de uma ponte apesar de por vezes não ser o condicionante. Este estado limite diz respeito ao **colapso** da estrutura, daí que os riscos associados a este cálculo são bastante elevados, dadas as consequências que uma eventual falha tem. Assim se explica que a liberdade do projectista em termos de opções de projecto seja reduzida, ou seja, é preferível a segurança do cumprimento das normas regulamentares. Normas cujas expressões resultam de numerosos ensaios experimentais efectuados e em que a fiabilidade é testada por várias pontes em uso.

O dimensionamento ao estado limite último divide-se em várias verificações sendo que algumas dependem do tipo de instabilidade que a estrutura pode sofrer. As verificações possíveis podem ser devido à flexão das vigas principais, ao corte, enfunamento, bambeamento e flexão transversal da laje. Nem todos os regulamentos abarcam de modo completo estas diferentes verificações, daí que neste texto sejam usadas expressões de diferentes regulamentos. A grande maioria baseia-se nos Eurocódigos, no entanto, para o enfunamento foram usadas algumas expressões da norma espanhola MV103, para o bambeamento da norma espanhola RPX-95 e para o dimensionamento da laje do regulamento português REBAP.

Antes da descrição do processo de dimensionamento, é fundamental referir que o cálculo deve ser feito para **3 fases** usuais do tabuleiro: fase construtiva da ponte, vigas metálicas sem a laje de betão e viga mista.

5.1.2. RESISTÊNCIA À FLEXÃO

O tipo de cálculo orgânico da secção à flexão longitudinal pode ser realizado admitindo uma distribuição de tensões plástica nas fibras ou, contrariamente, uma distribuição elástica. O **cálculo elástico** está do lado da segurança pois apenas as fibras extremas plastificam, ou seja, a totalidade da capacidade resistente da secção não é considerada. Daí que quando fenómenos como a instabilidade por encurvadura se revelarem críticos para que as fibras atinjam a sua total capacidade resistente e plastifiquem, seja obrigatório o cálculo elástico. Deste modo, o **cálculo plástico** apenas é válido para as secções de Classe 1 ou 2 e que não tenham pré-esforço aplicado [15].

No cálculo orgânico da secção são válidas algumas simplificações cuja introdução no procedimento se revela vantajosa. Assim, admite-se a total conexão, sem deslizamento, entre a laje de betão e a viga metálica (aspecto que será abordado no ponto 5.4. em pormenor) e não se considera a resistência do betão fissurado à tracção nem a resistência da armadura de compressão (maior facilidade no cálculo).

5.1.2.1. Cálculo plástico

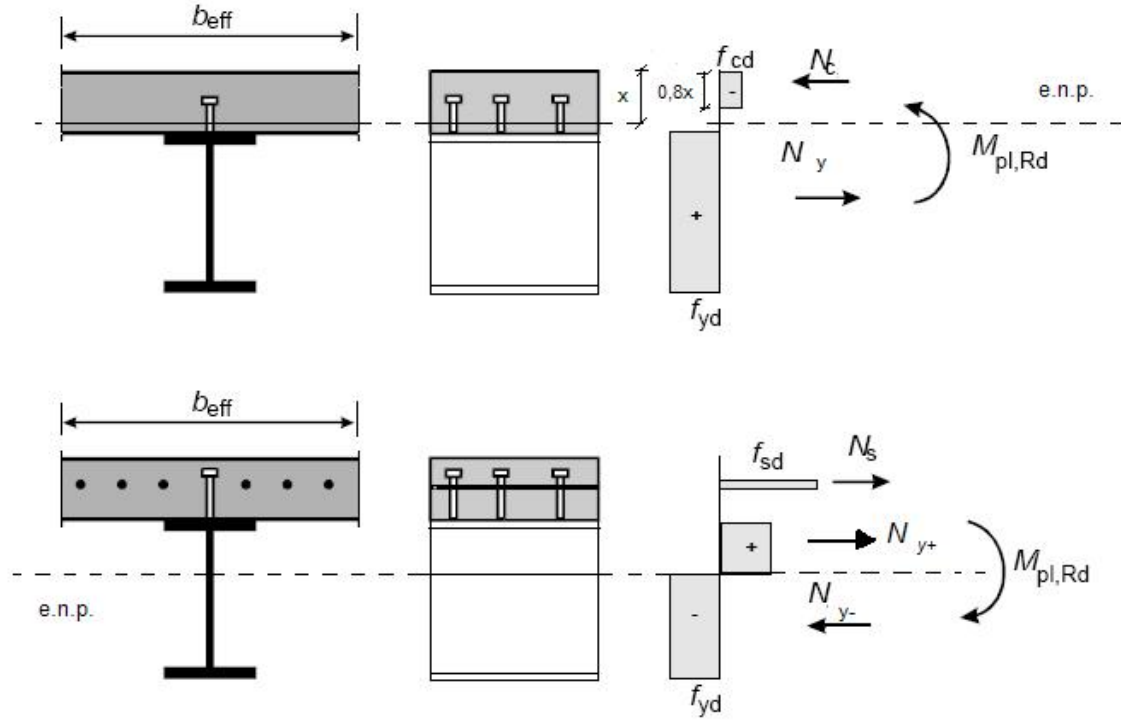


Fig. 5.1. – Cálculo plástico de uma viga mista à flexão.

M^+

$$\sum N = 0 \Leftrightarrow N_c = N_y \Leftrightarrow f_{cd} \times 0,8 \times x \times b_{eff} = A_y \times f_{yd} \Leftrightarrow x = \frac{A_y \times f_{yd}}{f_{cd} \times 0,8 \times b_{eff}} \quad (5.1.)$$

$$M_{pl,Rd} = N_c \times z_c = N_c \times \left(H - \frac{hs}{2} - 0,4 \times x \right) \quad (5.2.)$$

M^-

$$\sum N = 0 \Leftrightarrow N_s + N_{y+} = N_{y-} \Leftrightarrow A_s \times f_{sd} + f_{yd} \times A_{y+} = f_{yd} \times A_{y-} \quad (5.3.)$$

$$M_{pl,Rd} = N_s \times z_s + N_{y+} \times z_{y+} \Leftrightarrow M_{sd} = N_s \times \left(d - \frac{H-x}{2} \right) + N_{y+} \times \left(\frac{H-x}{2} + x - e_{laje} \right)$$

(5.4.)

duas equações a duas incógnitas que são x e A_s

d – distância da fibra extrema inferior da viga mista ao eixo das armaduras

A distribuição de tensões da figura 5.1. para momentos positivos considera que o eixo neutro plástico (e.n.p.) está localizado na laje de betão. Logicamente que se no cálculo esse eixo estivesse na viga metálica, seria necessário considerar a parcela correspondente à viga metálica comprimida. No caso de secções sujeitas a momentos negativos a sua resistência é controlada através da quantidade de armadura a colocar. Para as secções à flexão positiva, se o momento resistente for inferior ao actuante (segurança não se verifica) ou o momento resistente for bastante superior ao actuante (secção sobredimensionada), é necessário proceder-se a um novo pré-dimensionamento da viga metálica e, posteriormente, efectuar um novo cálculo orgânico da secção.

A capacidade de rotação de uma secção não depende apenas do fenómeno de encurvadura. No caso de uma secção mista sujeita a momentos negativos, a quantidade de armadura existente e as suas características de ductilidade devem também ser consideradas. Daí que mesmo que a classificação seja de classe 1 ou 2 (apenas económico na dupla acção mista), para que seja garantida a capacidade de rotação, a classe de ductilidade das armaduras existentes deve ser B ou C [26] e a percentagem mínima de armadura deve ser tal que:

$$\rho_s = \delta \times \frac{f_{yd}}{235} \times \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \times \sqrt{k_c} \quad (5.5.)$$

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \times z_0)} + 0,30 \leq 1,0 \quad (5.6.)$$

k_c - coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fissuração da laje (valor da força de tracção a resistir pela armadura após a fissuração);

z_0 - distância entre os centros de gravidade da laje de betão e da secção mista ($m=6$)

h_c - espessura da laje

δ - tem em conta a exigência em termos de capacidade de rotação pretendida (igual a 1,0 para a Classe 2 e igual a 1,1 para a Classe 1).

É sabido que quando se procede à classificação de uma secção, apenas se tem em conta as características geométricas dos seus elementos em termos da sua esbelteza e de impedimento à encurvadura. O facto de eventualmente existir um momento positivo que leve a que grande parte da alma da viga metálica (secção mista de classe 1 ou 2) esteja em compressão, é o suficiente para desvirtuar a classificação da secção. Isso acontece porque o efeito de impedimento do bambeamento fornecido pela conexão laje/viga deixa de ter a eficácia desejada. Daí que a regulamentação [15] sugira que numa secção sujeita a um momento positivo em que se faz o seu cálculo plástico, o valor do

momento plástico resistente positivo tenha de ser multiplicado por um factor de redução (figura 5.2.) que depende, naturalmente, da relação x / H , ou seja, da altura de secção comprimida. Quando esta relação é superior a 0,4 o cálculo plástico deixa de ser válido, sendo obrigatória a análise elástica da secção.

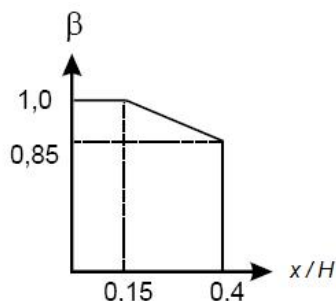


Fig. 5.2. – Factor de redução β no cálculo de $M_{Rd,pl}^+$.

$M_{Rd,pl}^+$ - momento plástico resistente positivo

β - factor de redução

Outro critério de segurança sugerido pela regulamentação [15] no cálculo do momento plástico resistente consiste no facto de que, caso as secções sujeitas a flexão negativa (sobre os pilares) sejam de classe 1 ou 2, uma eventual redistribuição de esforços resultante da fragilidade dessas secções agrava os valores de momento no meio vão. Daí que se esse requisito for cumprido ou a relação vão menor / vão maior for inferior a 60%, o valor do momento plástico resistente positivo deva ser multiplicado por 0,9 para efeito do cálculo da secção.

5.1.2.2. Cálculo elástico

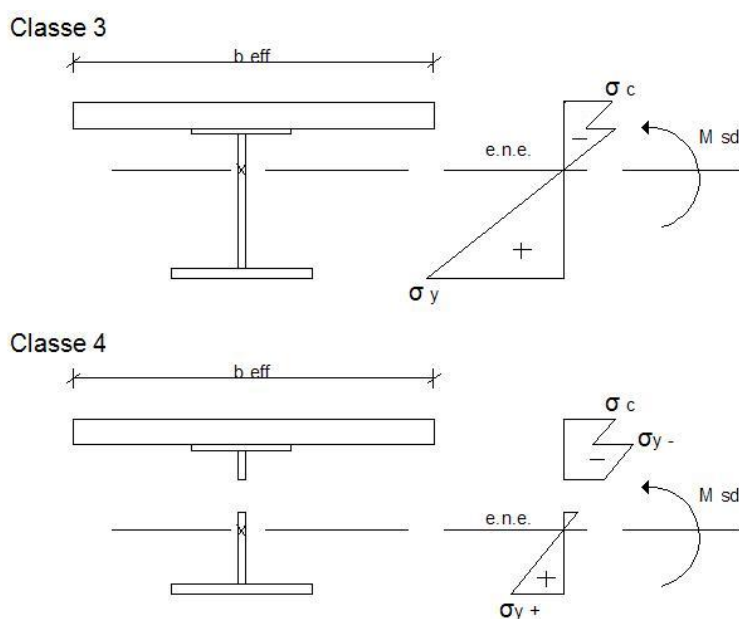


Fig. 5.3. – Cálculo elástico de uma viga mista à flexão positiva.

O cálculo elástico realiza-se para as secções de classe 3 ou 4 e pressupõe a distribuição linear de tensões, com quebra quando existe uma mudança de material, sendo que estas se calculam através das seguintes expressões:

$$\sigma_y = \frac{M_{sd}}{I_x} \times x = \frac{M_{sd}}{W_x} \quad (5.7.)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_y}{m} \quad (5.8.)$$

I_x (m^4) - momento de inércia da secção homogeneizada em aço em relação ao seu centro de gravidade contido no eixo neutro elástico (e.n.e.)

x – distância da fibra para a qual se calcula a tensão ao e.n.e.

A segurança verifica-se quando $\sigma_y \leq f_{yd}$ e $\sigma_c \leq f_{cd}$.

No caso da **flexão negativa** (figura 5.4.), o procedimento é mais complexo pois o cálculo das tensões e da parcela não resistente da secção (classe 4) dependem da posição do centro de gravidade que, por sua vez, vem em função da armadura de tracção na laje de betão.

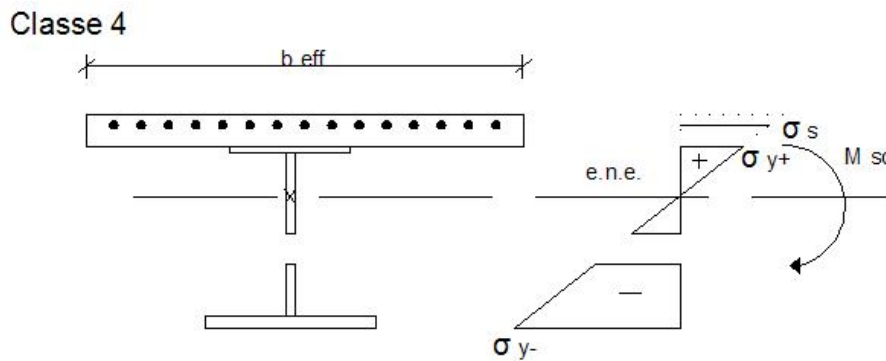


Fig. 5.4. – Cálculo elástico de uma viga mista à flexão negativa.

Inicialmente, a quantidade de armadura não é conhecida. A melhor opção, neste cálculo, é arbitrar uma percentagem de armaduras entre 0,5 e 1%, calcular a posição do eixo neutro (sem considerar o betão fissurado) e a parcela não resistente da secção, para depois se determinar os valores das tensões.

ρ_s - percentagem de área de armadura em relação à área de betão

A segurança verifica-se quando $\sigma_y \leq f_{yd}$ e $\sigma_s \leq f_{sd}$.

Caso a segurança não se verifique ou as tensões resistentes forem bastante superiores às actuantes, na flexão negativa, arbitra-se um novo valor para a quantidade de armadura até que as condições de segurança sejam cumpridas. Para a flexão positiva, faz-se um novo pré-dimensionamento da viga metálica e posterior verificação de tensões.

Já foi referido que a verificação de segurança do tabuleiro misto se faz para várias etapas da construção da ponte. Pois quando se procede ao cálculo elástico das tensões na secção mista é necessária a consideração de 2 estados de tensão diferentes. O primeiro ocorre logo após a betonagem da laje, em que se dá a transição do comportamento metálico para o comportamento misto. No entanto, a nível de tensões instaladas, verifica-se que esta transição não é imediata, ou seja, as tensões que existiam na viga metálica devido às cargas actuantes até então mantêm-se. Daí que o procedimento correcto seja a aplicação do **princípio da sobreposição dos efeitos** (P.S.E.) das tensões na viga metálica com as tensões da viga mista sujeita às acções dos revestimentos mais sobrecargas (figura 5.5.).

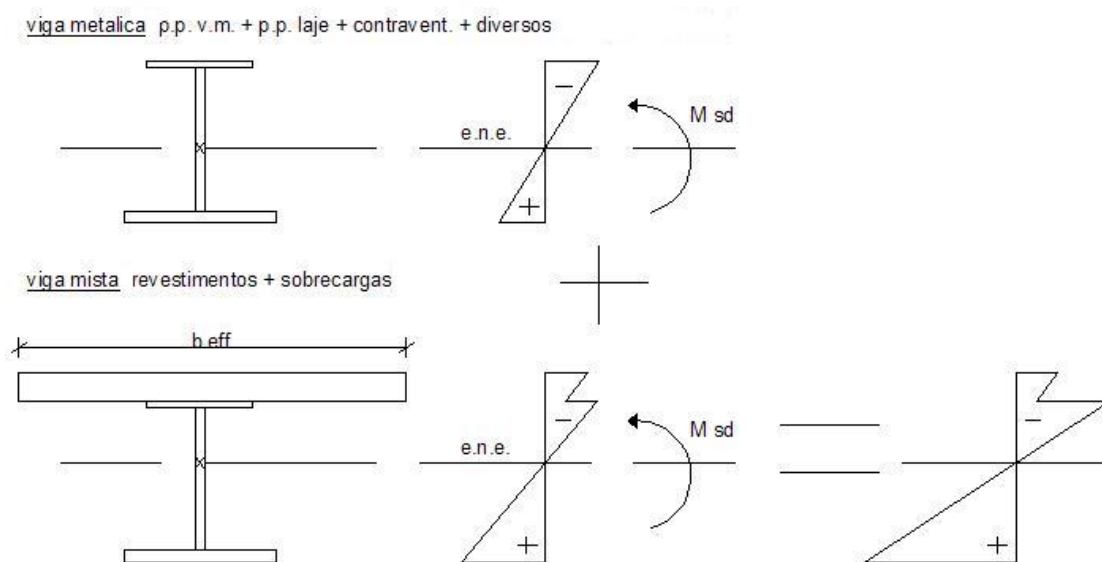


Fig. 5.5. – Exemplo da aplicação do P.S.E. relativo ao estado de tensão de uma viga mista de classe 3 sujeita a flexão positiva.

Para finalizar este assunto, apenas uma nota sobre a eventual aplicação de **pré-esforço** na laje de betão nas secções sujeitas a momentos negativos. Nessas secções apenas o cálculo elástico é válido. O pré-esforço induz em cada secção do tabuleiro um estado de tensão correspondente à compressão axial da força P do pré-esforço mais o estado de tensão devido ao momento total (isostático + hiperestático) devido à excentricidade do cabo, calculado a partir do método dos coeficientes de influência ou das acções equivalentes (ver figura 5.6.). Esta afirmação é verdadeira apenas quando a laje é betonada “in situ” em que o pré-esforço é aplicado depois da conexão aço/betão. Como foi referido no capítulo 2, não é a opção mais eficaz, porém fica o exemplo dos efeitos no cálculo dessa solução. O dimensionamento do pré-esforço faz-se para os estados limites de serviço e será abordado na secção 5.2.2. deste texto.

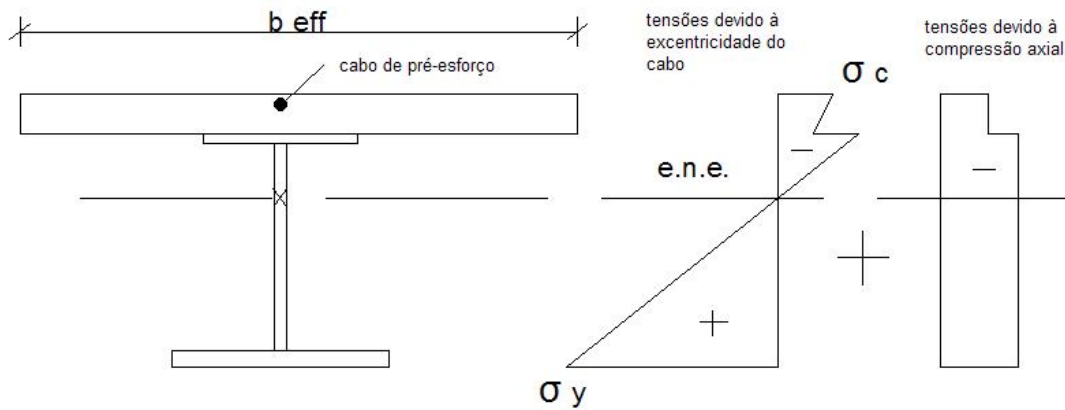


Fig. 5.6. – Estado de tensão na viga mista introduzido pela aplicação de pré-esforço depois da conexão.

5.1.3. RESISTÊNCIA AO CORTE

A verificação da resistência ao corte das longarinas principais do tabuleiro ocorre quando é válida a condição $V_{sd} \leq V_{Rd}$.

$$V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}) \quad (5.9.)$$

$V_{pl,Rd}$ - resistência plástica ao corte vertical

$V_{b,Rd}$ - resistência à encurvadura da alma da viga metálica devido ao corte

A **resistência plástica** de uma viga mista ao corte transversal calcula-se como sendo a soma da contribuição do betão da laje mais a parcela correspondente à viga metálica. Obviamente, na fase construtiva, apenas conta a parcela resistente correspondente à viga metálica. Esta última resulta da aplicação do critério de rotura de Von Mises da resistência de materiais sendo que, como interessam apenas as tensões de corte, se desprezam as tensões normais actuates nas fibras simplificando a expressão:

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{pl,c,Rd} \quad (5.10.)$$

$V_{pl,a,Rd}$ - resistência plástica ao corte da viga metálica

$V_{pl,c,Rd}$ - resistência plástica ao corte da laje de betão

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} = f_{yd} \Leftrightarrow \sqrt{3} \times \tau = f_{yd} \Leftrightarrow \frac{V_{pl,a,Rd}}{A_v} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \Leftrightarrow V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \times f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (5.11.)$$

A_v - área de corte da secção transversal

De um modo conservativo, o valor de A_v pode ser tomado como igual a $h_s \times t_w$ para cada viga metálica. A definição da classe da secção não tem influência no valor da área de corte.

$$h_w = h_s' \quad (5.12.)$$

$$t_w = e_s \quad (5.13.)$$

A **contribuição da laje de betão** para a resistência da viga mista calcula-se através da área de laje considerada a multiplicar por uma soma de parcelas correspondentes às tensões de corte do próprio betão, da armadura e da compressão devido a um eventual pré-esforço. A equação é a seguinte:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \times k \times (\rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right) \times b_w \times d \quad (5.14.)$$

Na prática verifica-se que a tensão de corte resistente do betão e armaduras tem sempre um limite inferior, ou seja:

$$\left(C_{Rd,c} \times k \times (\rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right) \geq 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (5.15.)$$

$$C_{Rd,c} = 0,12 \quad (5.16.)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.17.)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (5.18.)$$

ρ_l - percentagem (%) de armadura longitudinal na laje $\rightarrow \rho_l \approx 0,5$

σ_{cp} - tensão (MPa) normal uniforme na secção devido à força axial de pré-esforço

b_w - largura (m) de laje considerada no cálculo

para que $V_{Rd,c}$ venha em KN, o valor de f_{ck} é em MPa e o de d em mm.

As chapas correspondentes às almas das vigas metálicas da ponte dimensionada são, normalmente, de espessura muito reduzida em comparação com a sua altura e comprimento. Como tal, estando sujeitas a tensões normais e tangenciais segundo o seu próprio plano, tendem a encurvar para fora desse plano devido à elevada esbelteza da chapa. Este fenómeno tem a designação de **enfunamento** e deve ser considerado no dimensionamento de tabuleiro misto quando se verifica a seguinte condição:

$$\frac{h_w}{t_w} > 69 \times \varepsilon \quad \text{para almas não nervuradas} \quad (5.19.)$$

$$\frac{h_w}{t_w} > 30 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau} \quad \text{para almas nervuradas} \quad (5.20.)$$

k_τ - coeficiente de encurvadura para o corte

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} < 1 \quad (5.21.)$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/h_w)^2} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} \geq 1 \quad (5.22.)$$

A não verificação do critério da inequação 5.19. é bastante frequente, principalmente em pontes de vão considerável, e nesse caso devem ser dimensionadas **nervuras de rigidez** verticais com um espaçamento a que deve cumprir a seguinte condição:

$$a \leq 0,5 \times h_w + 100 \times t_w \quad (5.23.)$$

As secções sobre os apoios ou sobre cargas concentradas devem ser reforçadas com nervuras. As restantes secções terão as nervuras que resultem da definição do espaçamento com base na inequação 5.23., sendo que a verificação do enfunamento se faz para cada secção intermédia entre nervuras. Esta verificação baseia-se nas tensões tangenciais actuates no próprio plano da alma (figura 5.7.) e no respectivo cálculo da resistência à encurvadura devido ao corte, dado que a encurvadura devido às tensões normais já foi tratada através da classificação das secções. As tensões de corte resultam em forças concentradas que comprimem a chapa segundo uma determinada direcção. É com base neste conceito que se calcula o valor da resistência ao corte condicionada pela encurvadura da alma através do correntemente designado “método simples de resistência pós-encurvadura”.

$V_{b,Rd}$ - resistência ao corte condicionada pela encurvadura da alma da viga metálica

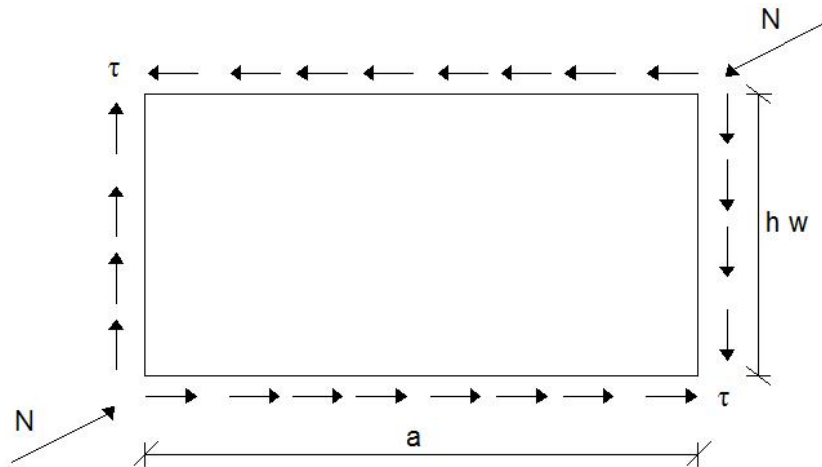


Fig. 5.7. – Tensões tangenciais no plano da alma de um troço da viga metálica entre nervuras.

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \times t_w \times \tau_b}{1,1} \quad (5.24.)$$

τ_b - tensão tangencial de resistência pós-encurvadura ao corte

$$\tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{para } \lambda_w \leq 0,8 \quad (5.25.)$$

$$\tau_b = [1 - 0,625 \times (\lambda_w - 0,8)] \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{para } 0,8 < \lambda_w < 1,2 \quad (5.26.)$$

$$\tau_b = \frac{0,9}{\lambda_w} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{para } \lambda_w \geq 1,2 \quad (5.27.)$$

λ_w - esbelteza da alma da viga metálica

$$\lambda_w = \frac{h_w / t_w}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau}} \quad (5.28.)$$

A divisão do cálculo da tensão tangencial resistente de encurvadura em vários ramos justifica-se, fazendo a analogia com o **varejamento** de uma peça através da não uniformidade da lei de variação da tensão resistente de encurvadura com a esbelteza (figura 5.8.). Esta lei varia conforme a distribuição de tensões nas fibras seja elástica, elasto-plástica ou plástica, o que depende da respectiva esbelteza da peça carregada.

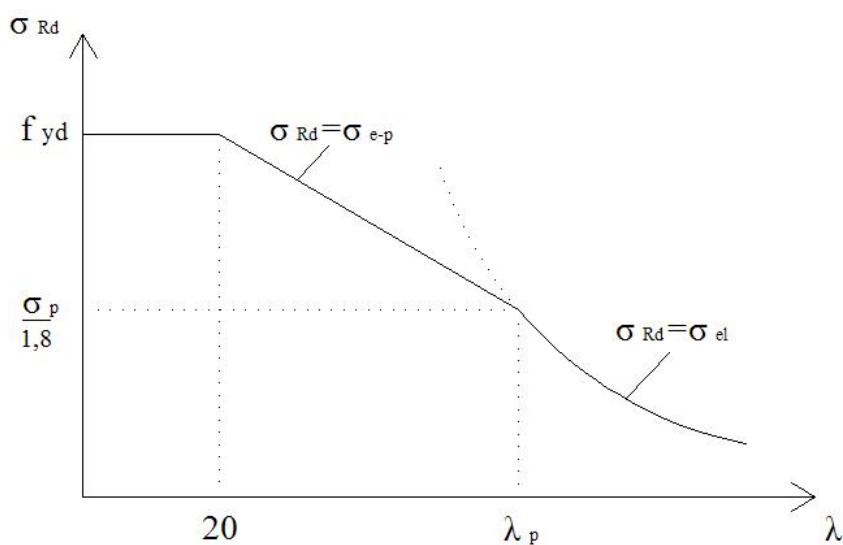


Fig. 5.8. – Lei de variação da tensão tangencial resistente à encurvadura com a esbelteza da alma.

$$\sigma_{e-p} = \left(f_{yd} + \frac{20 \times f_{yd}}{1,8 \times (\lambda_p - 20)} \right) - \left(\frac{f_{yd}}{1,8 \times (\lambda_p - 20)} \right) \times \lambda \quad (5.29.)$$

$$\sigma_{el} = \frac{\pi^2 \times E_s}{1,8 \times \lambda^2} \quad (5.30.)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E_s}{\sigma_p}} \quad (5.31.)$$

$$\sigma_p = 0,8 \times f_{yd} \quad (5.32.)$$

E_s - módulo de elasticidade do aço (200 GPa)

Se o valor do esforço transversal resistente for condicionado pelo valor plástico e for inferior ao valor actuante, isso quer dizer que a segurança da viga mista não se verifica. Nesse caso, a solução será aumentar a espessura da alma. Aumentar somente a altura não é a melhor alternativa pois a subida da esbelteza da alma iria obrigar a um novo cálculo da classe da secção (eventualmente uma nova verificação à flexão) e da encurvadura por corte. Se a segurança não se verificar com o valor resistente ao corte condicionado pela encurvadura, então, a solução será colocar nervuras horizontais, somadas às verticais, que reduzem o comprimento de encurvadura da chapa (a altura da alma para o efeito diminui). Esta opção revela-se mais eficaz do que simplesmente aumentar a espessura da alma. Como nesta verificação a chapa é solicitada por corte puro, a nervura horizontal é colocada a meia altura da alma. Podem ser dimensionadas mais nervuras horizontais caso seja necessário, estando estas igualmente espaçadas.

Outro aspecto relevante prende-se com o banzo inferior comprimido de uma **viga mista em caixão**. Considerando esse banzo como uma chapa horizontal solicitada apenas por tensão normal uniforme (figura 5.9.), esta também deve ser verificada ao enfunamento, caso o critério da condição 5.33. não seja cumprido. O valor de a (espaçamento entre nervuras de rigidez transversais) adoptado no cálculo é o que vem da equação 5.23. e o de σ é o correspondente ao da fibra mais comprimida.

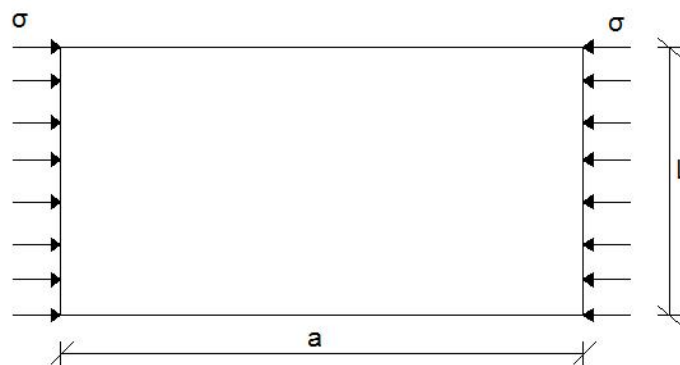


Fig. 5.9. – Tensões normais no banzo inferior de uma viga metálica em caixão, entre nervuras de rigidez.

$$\frac{e}{L} > 0,014 \quad (5.33.)$$

e – espessura do banzo inferior da viga em caixão

L – distância entre as almas da viga em caixão

O enfunamento desta chapa considera-se verificado se a condição 5.34. for verificada. Caso contrário, devem ser dimensionadas nervuras longitudinais para além das transversais tal como o procedimento adoptado para as almas da viga metálica.

$$\sigma \leq k_{\sigma} \times \sigma_E \quad (5.34.)$$

$$\sigma_E \text{ (MPa)} = 186185 \times \left(\frac{e}{L} \right)^2 \quad (5.35.)$$

Dimensionamento de nervuras intermédias

Verticais

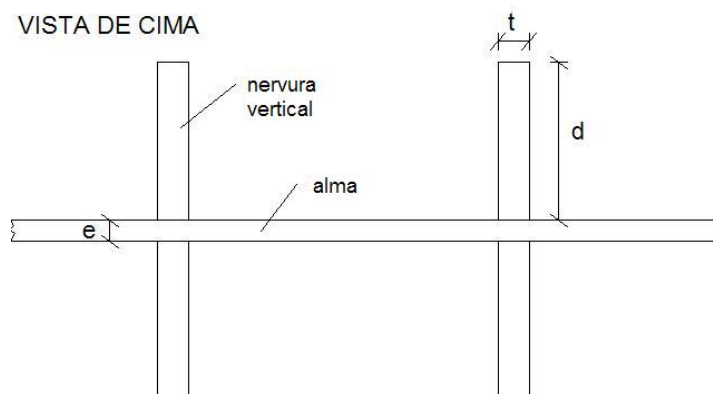


Fig. 5.10. – Dimensões de nervuras verticais de rigidez.

Estas nervuras são dimensionadas com base em 3 critérios: rigidez, esbelteza e estética. O primeiro baseia-se na inércia mínima que a nervura deve ter em função da dimensão crítica (nesta direcção) para a encurvadura da alma, ou seja, a sua altura. O segundo relaciona a espessura da nervura com a sua altura.

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{t}{3} \times \left(d + \frac{e}{2} \right)^3 - \frac{t}{3} \times \left(\frac{e}{2} \right)^3 \geq 1,5 \times \left(\frac{h_w}{50} \right)^4 \quad (5.36.)$$

$$d \leq 15 \times t \quad (5.37.)$$

d < largura da aba superior da viga metálica

Horizontais

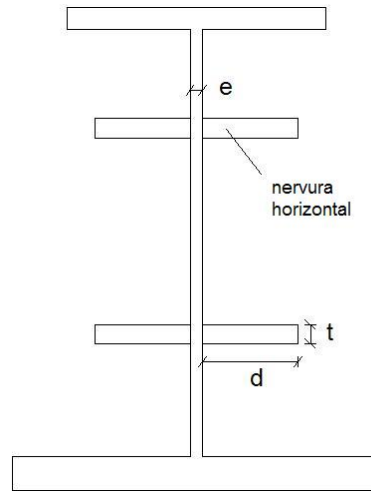


Fig. 5.11. – Dimensões de nervuras horizontais de rigidez.

As nervuras horizontais são dimensionadas com base nos mesmos critérios, no entanto, a expressão da inércia é naturalmente diferente.

$$I \text{ (cm}^4\text{)} \geq h_w \times t_w^3 \times (2,4 \times \alpha^2 - 0,13) \quad (5.38.)$$

$$d \leq 15 \times t \quad (5.39.)$$

$d < \text{largura da aba superior da viga metálica}$

$$\alpha = \frac{a}{h_w} \quad (5.40.)$$

Dimensionamento de nervuras verticais nas secções de apoio

As nervuras verticais nos apoios devem ter um dimensionamento mais cuidado e preciso dado que é aí que se concentram os esforços de corte, contudo, os critérios referidos para as nervuras intermédias mantêm-se. O seu dimensionamento é efectuado de modo a que a nervura não encurve estando solicitada pelo esforço transversal actuante na secção. No caso de existirem duas nervuras esse esforço é dividido por metade. O procedimento de cálculo é o seguinte:

- determinam-se as dimensões da nervura como se fosse uma nervura intermédia, sendo que um comprimento perpendicular à nervura de $30 \times e$ é colaborante com esta;
- calcula-se o respectivo raio de giração;

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.41.)$$

- calcula-se a respectiva esbelteza considerando como modelo estrutural da nervura uma barra simplesmente apoiada nas extremidades cujo comprimento de encurvadura l_e é igual ao seu comprimento geométrico l ;

$$\lambda = \frac{l_e}{r} \quad (5.42.)$$

- através do gráfico da figura 5.7. determina-se a tensão de encurvadura resistente σ_{Rd} correspondente;
- o esforço axial resistente é então: $N_{Rd} = \sigma_{Rd} \times A$
- $N_{sd} = V_{sd, \text{ viga metálica}}$

Se o valor de esforço axial actuante na nervura for inferior ao resistente, isso significa que a segurança está verificada e as dimensões da nervura estão correctas. Caso contrário, as dimensões devem ser alteradas mantendo os critérios já referidos.

5.1.4. INTERACÇÃO FLEXÃO/CORTE

Todas as considerações feitas até esta fase sobre a flexão das vigas mistas baseiam-se na formulação de Euler-Bernoulli, em que as secções depois de flectidas se mantêm planas e perpendiculares ao eixo da viga. Ora, esta teoria é uma simplificação, pois não tem em conta que na realidade o esforço transversal actuante agrava a rotação da secção, fazendo com que esta deixe de ser perpendicular ao eixo da viga (formulação de Timoshenko). Daí que numa viga mista, em que não é dimensionada armadura específica para resistir ao corte, quando existe um esforço transversal actuante considerável seja necessário introduzir um **factor redutor** na resistência da secção. Este factor de segurança aplica-se à tensão de cedência da alma da viga metálica que é a que resiste directamente ao corte (figura 5.12.).

ρ - factor redutor da resistência da secção

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{sd}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.43.)$$

ρ aplica-se apenas quando $V_{sd} > \frac{V_{Rd}}{2}$

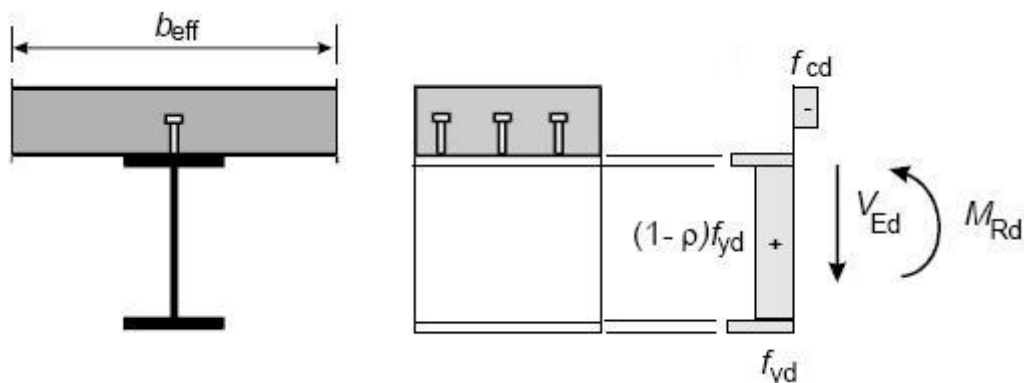


Fig. 5.12. – Cálculo plástico da seção de uma viga mista considerando a interação flexão/corte. [15]

Nas seções de classe 3 ou 4, também existe a necessidade de considerar a interação flexão/corte na resistência. Sendo o diagrama de tensões na seção elástico, o factor redutor é aplicado nas fibras extremas da alma da viga metálica.

5.1.5. RESISTÊNCIA AO BAMBEAMENTO

O **bambeamento** é um fenómeno particular de instabilidade por encurvadura e que ocorre quando as fibras comprimidas devido à flexão de uma seção encurvam para fora do plano vertical. As fibras traccionadas contrariam esse deslocamento mobilizando rigidez à torção na seção para além da rigidez à flexão horizontal e da rigidez de empenamento (deslocamento horizontal diferencial entre banzos) – figura 5.13. No caso das seções mistas, a laje de betão prende o banzo superior aumentando a resistência (rigidez) ao bambeamento. Nestas vigas, o bambeamento apenas ocorre nas regiões próximas dos pilares em que os momentos são negativos e o banzo inferior metálico está comprimido. Quando é o banzo superior que está comprimido, a laje através dos conectores impede a sua instabilidade. Comparando com a viga metálica, na viga mista, o bambeamento mobiliza ainda a rigidez à rotação transversal da laje fissurada (figura 5.14.). No entanto, como as solicitações na viga mista são maiores é necessário fazer a verificação de bambeamento para estas duas fases.

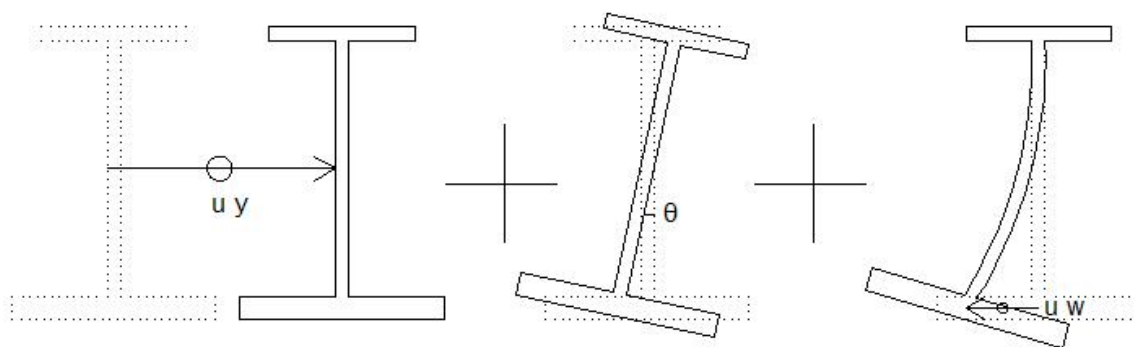


Fig. 5.13. – Mobilização de vários tipos de rigidez no bambeamento de uma viga metálica.

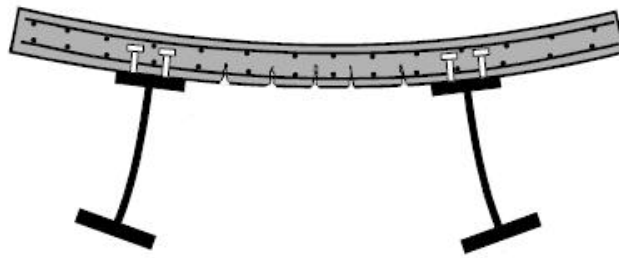


Fig. 5.14. – Deformação de uma viga mista devido ao bambeamento do banzo inferior. [15]

O valor do momento resistente da secção à flexão vertical condicionado pelo bambeamento (equação 5.44.) é, naturalmente, igual ao valor obtido pelo cálculo orgânico afectado de um coeficiente redutor. Esse coeficiente depende do **momento crítico** que provoca o bambeamento da secção e ainda das imperfeições geométricas que agravam o efeito de encurvadura das fibras comprimidas através das excentricidades resultantes. Essas imperfeições agravam-se com o aumento das dimensões da viga metálica.

M_{cr} - momento crítico de bambeamento da secção

α_{LT} - imperfeições geométricas para o cálculo de encurvadura

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{Rd} \quad (5.44.)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (5.45.)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \quad (5.46.)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (5.47.)$$

para $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ considera-se que o bambeamento não afecta a resistência da secção

M_{Rk} - momento resistente da secção considerando a respectiva classe e propriedades características da resistência dos materiais

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{para perfis soldados} \quad (5.48.)$$

b_C - largura do banzo comprimido

Momento crítico de bambeamento de uma viga metálica

O valor deste momento calcula-se através de uma expressão que segue os mesmos princípios da expressão da carga crítica de encurvadura de Euler, e que relaciona as diversas componentes de rigidez que intervêm no bambeamento (figura 5.13.). O primeiro radical da expressão corresponde a uma multiplicação da rigidez de flexão horizontal pela rigidez de torção da viga metálica. O segundo radical relaciona-se com a rigidez do deslocamento horizontal relativo entre banzos. A multiplicação

da expressão por 0,7 deve-se ao efeito desfavorável da aplicação das cargas no banzo superior da viga o que agrava o momento torsor nesta e, conseqüentemente, o bambeamento.

$$M_{cr} = 0,7 \times C_1 \times \frac{\pi}{L_b} \times \sqrt{EI_y \times GJ_t} \times \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \times EI_w}{GJ_t \times L_b^2}} \quad (5.49.)$$

$$I_w = \frac{I_y \times \left(hs - \frac{e_1}{2} - \frac{e_2}{2} \right)^2}{4} \quad (5.50.)$$

$$J_t = \frac{b_1 \times e_1^3 + b_2 \times e_2^3 + h_w \times t_w^3}{3} \quad (5.51.)$$

I_w - inércia sectorial da viga metálica

J_t - inércia à torção da viga metálica

G - módulo de elasticidade transversal = 80 GPa

L_b - comprimento de bambeamento

$$L_b = \pi \times \sqrt[4]{\frac{E \times I_C \times a \times \delta}{4}} \geq a \quad (5.52.)$$

$$I_C = \frac{b_c^3 \times e_c}{12} \quad (5.53.)$$

a - espaçamento entre vigas transversais (apoios elásticos horizontais)

C_1 - coeficiente que tem em conta a variação dos momentos flectores actuates na viga ao longo de um comprimento a

Os valores sugeridos para este último coeficiente são os que se encontram na figura 5.15. Deste modo, é necessária a verificação da resistência ao bambeamento de cada secção média entre vigas transversais, ou seja, para cada comprimento a .

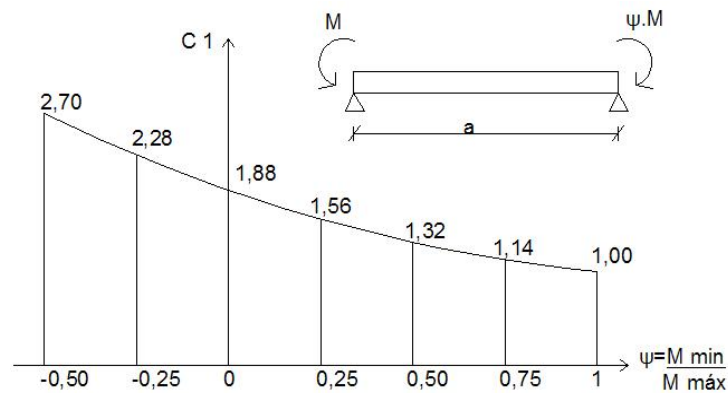


Fig. 5.15. – Valores do coeficiente C1 de acordo com a variação dos momentos na viga.

O modelo de cálculo da figura 5.16., resultado de estudos elaborados por Timoshenko, está na base da expressão 5.52. e associa-se ao varejamento de uma peça puramente comprimida travada a meio vão, sendo a rigidez desse travamento determinada através da carga crítica de Euler. A figura 5.17. explica o processo de cálculo desse esforço axial actuante.

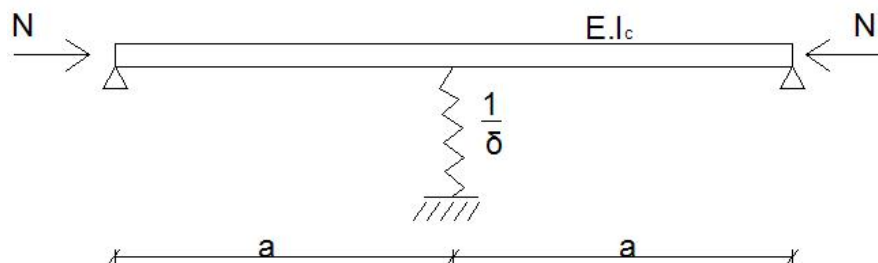


Fig. 5.16. – Modelo de cálculo de Timoshenko para o efeito da rigidez da viga transversal na encurvadura de uma peça comprimida.

$$\frac{1}{\delta} = \frac{N_{cr}}{a} \Leftrightarrow \frac{1}{\delta} = r \times \frac{\pi^2 \times EI_C}{a^3} \Leftrightarrow \delta = \frac{a^3}{r \times \pi^2 \times EI_C} \quad (5.54.)$$

no caso de duas vigas metálicas paralelas ligadas por vigas transversais $\rightarrow r = 4$

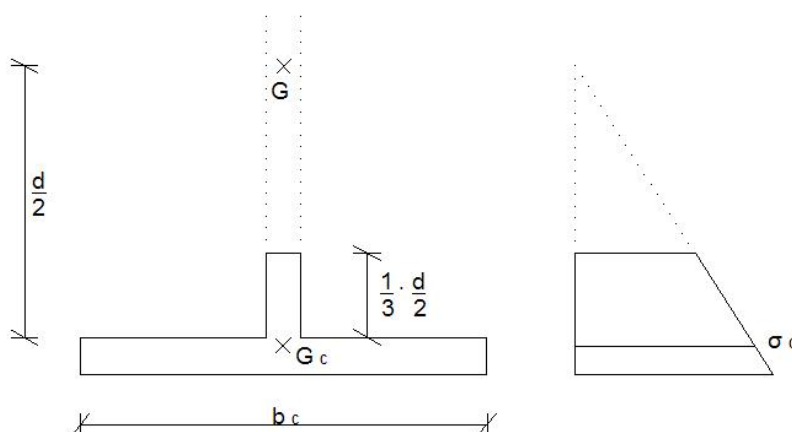


Fig. 5.17. – Parcela da viga metálica considerada para o cálculo do esforço axial N.

$$N = \sigma_C \times \left(\frac{1}{3} \times \frac{d}{2} \times t_w + e_C \times b_C \right) \quad (5.55.)$$

O dimensionamento dos **perfis transversais** deve ser feito para resistir a uma força axial de 2% de N. O modelo de cálculo apresentado de seguida (figura 5.18.) sugere 1,5% com base nas imperfeições e regulamentares, no entanto, a possível existência de vento aquando do bambeamento aconselha um ligeiro aumento. Aliás, depois do dimensionamento deve ser verificada a resistência do perfil ao momento produzido neste pela combinação de vento obtido a partir do modelo de cálculo.

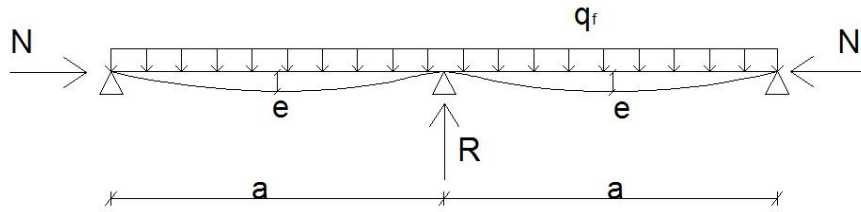


Fig. 5.18. – Modelo de cálculo para o dimensionamento dos perfis transversais.

$$q_f = \frac{8 \times N \times e}{a^2} \quad (5.56.)$$

$$R = q_f \times a = \frac{8 \times N \times e}{a} \quad (5.57.)$$

$$e = \frac{a}{500} \Rightarrow R = \frac{8 \times N}{500} = 1,6\% \times N \quad (5.58.)$$

O valor de δ (m/kN) corresponde à flexibilidade crítica do bambeamento do banzo inferior das vigas metálicas. Este será o maior das duas deformadas possíveis de bambeamento da figura 5.19., que dependem da inércia e da área do perfil transversal já dimensionado. A rigidez devido ao deslocamento relativo entre os banzos da viga metálica pode ser desprezada pois a sua contribuição é bastante reduzida.

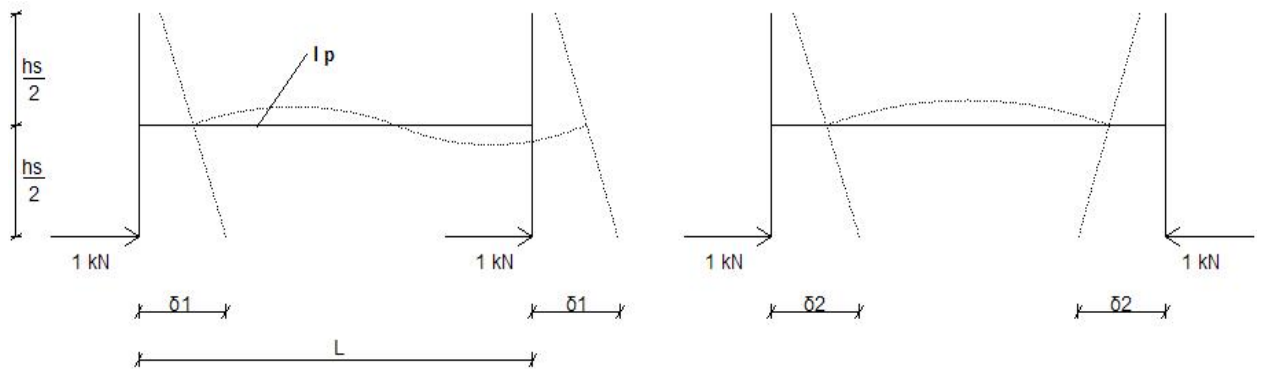


Fig. 5.19. – Configurações possíveis para a deformação da viga metálica devido a bambeamento.

$$\delta_1 = \frac{1}{EI_y + \frac{2 \times GJ_t}{hs} + \frac{12EI_p}{L \times hs}} \quad (5.59.)$$

$$\delta_2 = \frac{1}{EI_y + \frac{2 \times GJ_t}{hs} + \frac{4EI_p}{L \times hs} + \frac{2EA_p}{L}} \quad (5.60.)$$

$$\delta = \max \{ \delta_1 ; \delta_2 \} \quad (5.61.)$$

O valor de a corresponde ao espaçamento entre vigas transversais (apoios elásticos horizontais) e é o parâmetro que depois de ser definido irá influenciar o cumprimento da condição de resistência ao bambeamento da viga. Se esta condição não for satisfeita deve-se considerar um novo valor para a e assim sucessivamente. Caso seja necessário pode-se, também, aumentar a rigidez do perfil de contraventamento. Este parâmetro a deve sempre cumprir a seguinte inequação:

$$a \leq 0,2 \times \frac{\pi}{\sqrt{3}} \times b_c \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.62.)$$

Momento crítico de bambeamento de uma viga mista

O processo de cálculo da resistência ao bambeamento de uma **viga mista** é praticamente semelhante ao da viga metálica. As únicas diferenças residem nas modificações da rigidez ao bambeamento introduzidas pela laje. As parcelas descritas na figura 5.13. vêm o valor da sua contribuição alterado devido à adição da rigidez da laje fissurada à rotação transversal. A laje, através da conexão, impede o deslocamento transversal do banzo superior, tendo praticamente o mesmo efeito sobre a rotação desse mesmo banzo. A rigidez à torção da viga metálica mobilizada é, também, muito reduzida. Desse modo, o valor do momento crítico sofre modificações passando a ser o seguinte:

$$M_{cr} = W_{el,c} \times \frac{\pi^2 \times E_s \times i_c^2 \times C_1}{l_p^2} \quad (5.63.)$$

$W_{el,c} (m^3)$ - módulo de flexão elástico em relação à fibra mais comprimida

$i_c (m)$ - raio de giração da secção representada na figura 5.17. em relação ao plano da alma da viga metálica

O outro parâmetro que sofre alterações é, logicamente, a flexibilidade crítica de bambeamento δ . As deformadas possíveis têm, agora, outra configuração. Considera-se o banzo superior da viga metálica encastrado na laje (figura 5.20.). Os valores das flexibilidades relativas a cada deformada resultam da aplicação do método dos deslocamentos ao pórtico em causa [23].

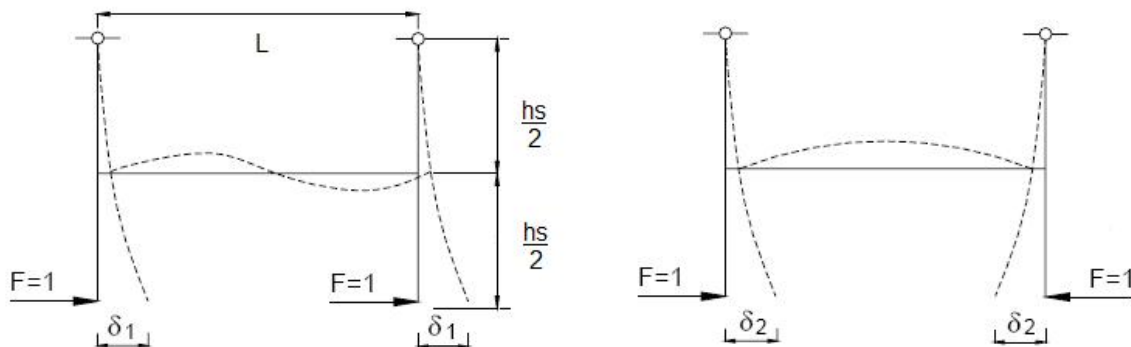


Fig. 5.20. – Configurações possíveis para a deformação da viga mista devido a bambeamento. [23]

$$\delta_1 = \frac{2 \times (0,5 \times hs)^3}{3EI_f} + \frac{L \times hs^2}{6EI_p} \quad (5.64.)$$

$$\delta_2 = \frac{(0,5 \times hs)^3}{3EI_f} + \frac{L \times (0,5 \times hs)^2}{2EI_p} + \frac{L}{2EA_p} - \frac{\left[\frac{L}{2EA_p} - \frac{L \times (0,5 \times hs)^2}{2EI_p} \right]^2}{\left[\frac{L \times (0,5 \times hs)^2}{2EI_p} + \frac{L}{2EA_p} + \frac{(0,5 \times hs)^3}{3EI_f} \right]} \quad (5.65.)$$

$$I_f = \frac{hs \times t_w^3}{12} \quad (5.66.)$$

Bambeamento de uma viga em caixão

Para uma **viga em caixão**, o fenómeno de bambeamento tem uma probabilidade reduzida de ocorrer pois o banzo inferior é constituído por uma chapa de elevada rigidez na direcção crítica para a encurvadura lateral. A compressão nessa chapa pode originar instabilidade, como já foi referida, de enfunamento. Este é um dos factores mais importantes na ideia de que em tabuleiros contínuos (normalmente pré-esforçados) a opção por uma solução de viga em caixão é mais adequada devido às compressões acentuadas que solicitam o banzo inferior da viga nestes casos. Contudo, mesmo que a susceptibilidade do bambeamento seja menor devem ser dimensionados perfis transversais de contraventamento, não só para acautelar uma possível instabilidade lateral, mas também para garantir a rigidez à torção necessária para as cargas excêntricas.

As configurações das barras transversais (diafragmas) mais utilizadas são as que constam da figura 5.21., sendo que a opção em cruz tem uma rigidez à torção superior. A opção em K é mais vantajosa para tabuleiros de largura elevada em que se pretende conferir maior rigidez transversal à laje. O critério de dimensionamento tem como objectivo que as cargas excêntricas originem um fluxo de tensões tangenciais na secção semelhante ao da aplicação de uma torção uniforme. Desse modo a resistência à torção é assegurada pela tensão última tangencial dos materiais, estando, à partida, garantida a segurança. Isso é atingido quando as tensões longitudinais geradas pelo efeito de torção de uma carga excêntrica sejam menores do que 10% das tensões longitudinais devido à flexão, conceito que está na base da condição 5.68. [32]. Com a introdução destas barras transversais, pretende-se que a deformada de torção da estrutura seja a do caso B da figura 5.22. Desse modo, é válido que o modelo de cálculo para a laje seja aquele em que se considera a laje simplesmente apoiada nas vigas metálicas, o que representa uma excelente simplificação em termos de análise de estrutura.



Fig. 5.21. – Configurações de contraventamento transversal de uma viga em caixão.

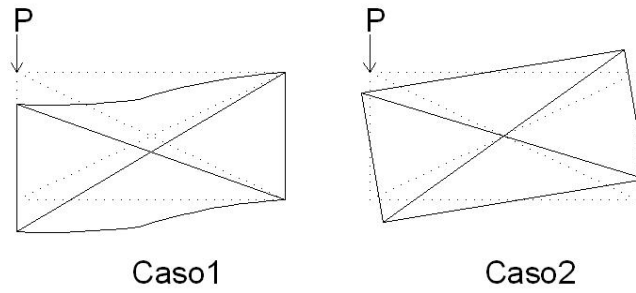


Fig. 5.22. – Modelo de cálculo da rigidez à torção introduzida pelos perfis em diagonal.

$$L_D \leq 4 \times d \quad (5.67.)$$

$$\frac{K_D}{K_{Dw} \times L_D} \geq 1500 \quad (5.68.)$$

$$K_D = \frac{2 \times E \times A_b \times b^2 \times h^2}{l_b^3} \rightarrow \text{em cruz} \quad (5.69.)$$

$$K_D = \frac{E \times A_b \times b^2 \times h^2}{2 \times l_b^3} \rightarrow \text{em K}$$

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\frac{2b}{h} + \frac{3 \times (I_u + I_l)}{I_w}}{\frac{I_u + I_l}{I_w} + \frac{6h}{b} \times \frac{I_u \times I_l}{I_w^2}} \quad (5.70.)$$

$$I_u = \frac{t_u^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (5.71.)$$

$$I_l = \frac{t_l^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (5.72.)$$

$$I_w = \frac{t_w^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (5.73.)$$

L_D - espaçamento longitudinal entre contraventamentos

d - altura da alma do caixão

K_D - rigidez do perfil de contraventamento diagonal

ν - coeficiente de Poisson

t_u - espessura do banzo superior do caixão

t_l - espessura do banzo inferior do caixão

t_w - espessura da alma do caixão

$$K_{Dw} = \frac{24EI_w}{\alpha_0 \times h} \quad (5.74.)$$

O processo de dimensionamento é o seguinte: adoptar um valor de espaçamento longitudinal com base na condição 5.67., calcular as diversas rigidezes para depois se determinar a área de cada perfil com base na condição 5.68.

5.1.6. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE BETÃO

O dimensionamento da laje deve ser feito segundo as direcções longitudinal e transversal. A espessura da laje obtida aquando do pré-dimensionamento não convém ser alterada pois é bem mais simples o controlo da resistência da laje através das armaduras. Na direcção longitudinal o cálculo das **armaduras**, no caso das secções de momentos negativos, é aquele que é efectuado aquando do cálculo orgânico da viga mista com a secção efectiva de laje, sendo que estas devem ser distribuídas uniformemente ao longo dessa largura. Fora da largura efectiva, análises de elementos finitos mostram que metade da armadura da largura efectiva é suficiente. No caso das secções de momentos positivos, não é dimensionada directamente armadura porque ou a laje está toda comprimida, ou quando isso não acontece, despreza-se o contributo da laje traccionada. Logo, a armadura considerada resulta de critérios de segurança regulamentares recomendando-se uma área igual a 20% da armadura transversal calculada.

Na direcção transversal, o dimensionamento de uma faixa de 1m de largura é sobretudo condicionado pelas duas rodas do veículo-tipo, com um peso de 100 kN cada uma e espaçadas transversalmente de 2m. Para as dimensões correntes dos tabuleiros, raramente ambas as rodas ficam sobre a **consola**, ou seja, apenas uma delas produz esforços na consola. Conforme a posição mais desfavorável do veículo nas vias de circulação do tabuleiro, calculam-se as armaduras para a secção sobre a viga metálica (consola) e a secção de **meio vão** entre vigas metálicas. As considerações regulamentares descritas de seguida acerca da largura de distribuição de cargas concentradas baseiam-se em análises de elementos finitos que permitiram chegar a conclusões ao nível de expressões de cálculo. A utilização dessas equações dispensa uma análise da laje rigorosa com base em métodos de grelhas ou elementos finitos, o que representa uma vantagem importante em termos de projecto.

5.1.6.1. Consola

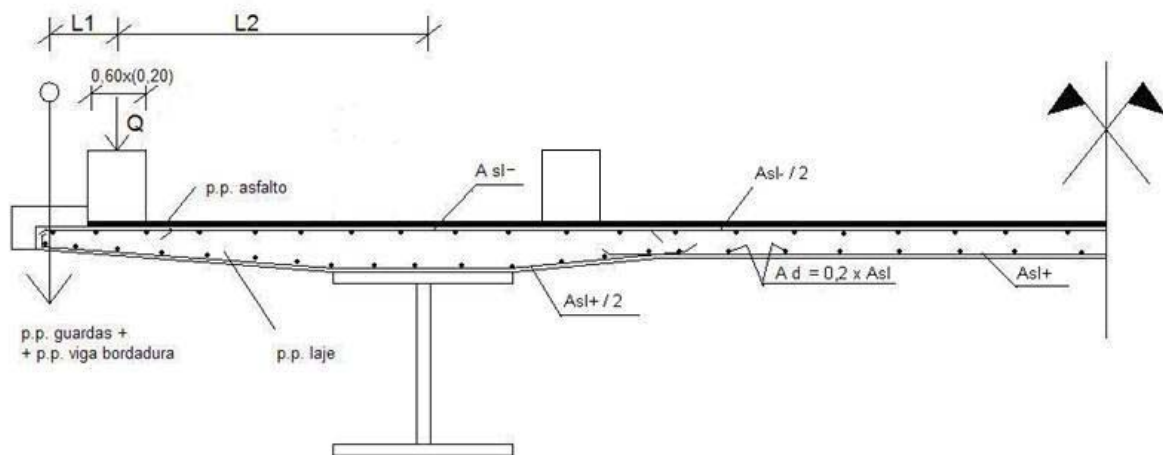


Fig. 5.23. – Acções condicionantes do dimensionamento da consola da laje de betão e respectiva posição.

Q - roda do veículo na posição mais desfavorável para o cálculo da consola

A posição do veículo-tipo na figura 5.23. é a mais desfavorável (roda encostada ao limite da via de circulação) para o dimensionamento da consola pois a roda da esquerda provoca o momento máximo na consola e a resultante das duas rodas provoca o esforço de corte máximo sobre a viga metálica. Há ainda que considerar a contribuição dos pesos próprios da laje mais o asfalto (cargas distribuídas) e das guardas mais a viga de bordadura (cargas concentradas com o mesmo ponto de aplicação sob a guardas. De todas as acções representadas nessa figura, apenas as rodas do veículo-tipo não são cargas distribuídas. Logo, para a análise de 1m de largura de laje é necessário transformar o efeito localizado através da consideração de uma **largura de distribuição** da carga localizada e de uma largura de laje resistente (figura 5.24.) [36]. Estes parâmetros dependem da zona da ponte tratada (zonas intermédias ou sobre pilares) e do tipo de esforço analisado (flexão ou corte).

b_y - largura de distribuição da carga localizada

b_m - largura de laje resistente à carga localizada

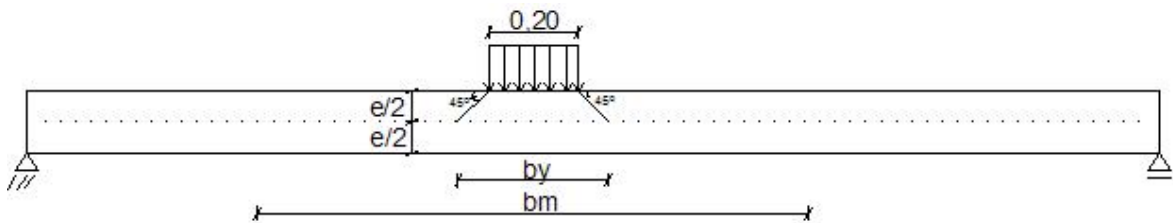


Fig. 5.24. – Largura de distribuição de uma carga localizada numa laje.

$$b_m = b_y + b_1 \quad (5.75.)$$

$$b_m \leq 1,50 m \quad (5.76.)$$

$$b_y = 0,20 + 2 \times \left(e_{\text{asfalto}} + \frac{e_{\text{laje}}}{2} \right) \quad (5.77.)$$

$$b_y \leq 0,4 \times \text{vão}_{\text{consola}} \quad \text{para o corte} \quad (5.78.)$$

$$b_y \leq 0,8 \times \text{vão}_{\text{consola}} \quad \text{para a flexão} \quad (5.79.)$$

$$b_1 = 0,3 \times x \quad \text{para o corte} \quad (5.80.)$$

$$b_1 = 1,5 \times x \quad \text{para a flexão em zonas intermédias} \quad (5.81.)$$

$$b_1 = 0,75 \times x \quad \text{para a flexão nas zonas de apoio} \quad (5.82.)$$

x – distância do eixo de aplicação da carga ao apoio da consola

$$V_{roda} = -\frac{Q_c}{b_{m,corte}} \quad (5.83.)$$

$$M_{roda} = -\frac{Q_f \times L_2}{b_{m,flexão}} \quad (5.84.)$$

Os esforços de cálculo obtêm-se depois da aplicação dos coeficientes de majoração. De seguida, a determinação das armaduras resulta do cálculo orgânico plástico da secção de betão armado [37]. A verificação ao esforço transversal deve ser efectuada considerando apenas a resistência do betão (abordada na secção 5.1.3. deste texto) pois a colocação de estribos no tabuleiro de uma ponte obriga a um gasto excessivo de material aumentando, também, as dificuldades inerentes ao processo construtivo. Se a resistência ao corte não se cumprir a espessura da laje deve ser aumentada. Nessa verificação é imprescindível a consideração do efeito favorável devido ao facto da roda estar próxima do apoio (viga metálica) pois dessa forma grande parte dessa carga é absorvida directamente pelo apoio não esforçando a laje. Esse efeito entra no cálculo através de um **coeficiente de redução do esforço transversal** devido apenas a essa carga. No entanto, quando se procede a esta redução a condição 5.87. deve ser cumprida:

$$V_{roda,red} = \beta \times V_{roda} \quad (5.85.)$$

$$\beta = \frac{a_v}{2d} \geq 0,25 \quad (5.86.)$$

a_v - distância do bordo da superfície de aplicação da carga concentrada ao bordo do apoio

d – distância da face inferior da laje ao eixo das armaduras superiores

$$V_{sd} \text{ (KN / m)} \leq 0,5 \times d \times v \times f_{cd} \quad (5.87.)$$

5.1.6.2. Vão

O dimensionamento do vão obedece aos mesmos pressupostos da consola, fazendo apenas o estudo da secção de meio vão. As restantes secções terão as armaduras que resultem de disposições construtivas adoptadas relativamente à sua dispensa. De igual forma se separam as cargas distribuídas (peso da laje, do asfalto, da viga de bordadura e das guardas) das concentradas (veículo-tipo) no cálculo dos esforços. Por aplicação do **teorema de Barré-Culmann**, a posição mais desfavorável de um conjunto de duas cargas numa viga simplesmente apoiada acontece quando a distância da primeira carga ao meio vão da viga é igual à distância da resultante de ambas as cargas ao meio vão (figura 5.25.).

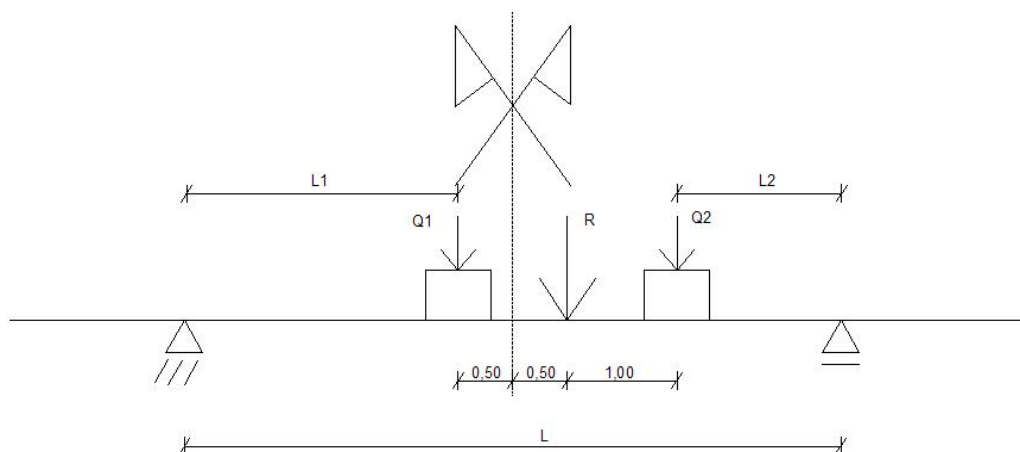


Fig. 5.25. – Posição mais desfavorável do veículo-tipo no vão da laje para efeito de flexão.

$$M_{sd} = M_{sd, distribuidas} + M_{sd, veiculo} \quad (5.88.)$$

$$M_{sd, distribuidas} = \frac{1,35 \times (p \cdot p_{asfalto} + p \cdot p_{laje}) \times L^2}{8} + M_{consola} \quad (5.89.)$$

em que as parcelas têm sinais contrários

$$M_{sd, veiculo} = 1,5 \times (M_{Q1} + M_{Q2}) \quad (5.90.)$$

$$M_{Qi} = \frac{Q_i \times L_i \times L_1}{L \times b_{m,i}} \quad (5.91.)$$

$$b_1 = 2,5 \times x \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (5.92.)$$

$$L_1 = x_{Q1} \quad (5.93.)$$

$$L_2 = L - x_{Q2} \quad (5.94.)$$

Na verificação do esforço transversal, a secção de cálculo é a que se situa sobre o apoio (viga metálica) e a posição mais desfavorável do veículo é a seguinte:

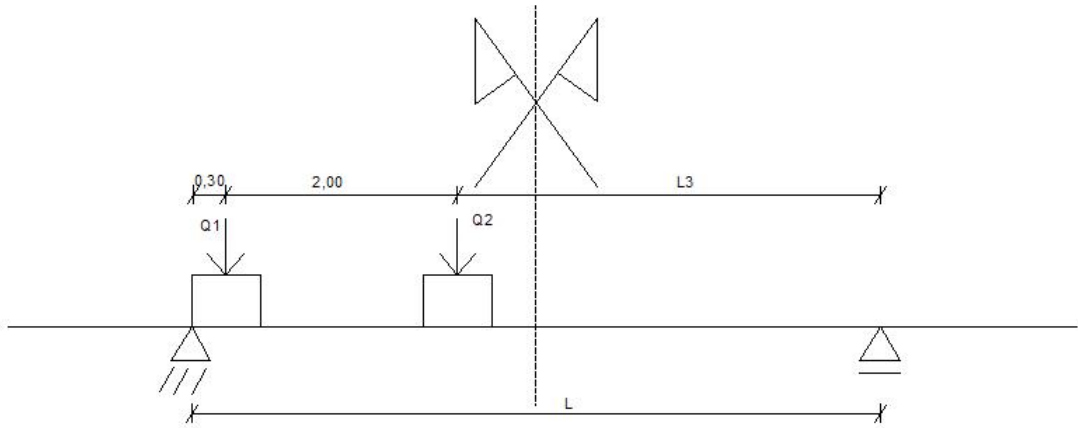


Fig. 5.26. – Posição mais desfavorável do veículo-tipo no vão da laje para efeito de corte.

$$V_{sd} = V_{sd, distribuidas} + V_{sd, veiculo} \quad (5.95.)$$

$$V_{sd, distribuidas} = \frac{1,35 \times (p \cdot p_{asfalto} + p \cdot p_{laje}) \times L}{2} \quad (5.96.)$$

$$V_{sd, veiculo} = 1,5 \times (V_{Q1} + V_{Q2}) \quad (5.97.)$$

$$V_{Q1} = \frac{Q_1 \times (L_3 + 2)}{L \times b_{m,1}} \quad (5.98.)$$

$$V_{Q2} = \frac{Q_2 \times L_3}{L \times b_{m,2}} \quad (5.99.)$$

$$b_1 = 0,5 \times x \quad (5.100.)$$

x – distância do eixo de aplicação da carga ao eixo do apoio mais próximo

5.2. DIMENSIONAMENTO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

5.2.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os estados limites de serviço (ELS), apesar de não comprometerem a segurança estrutural em termos de colapso, têm uma probabilidade de ocorrência superior à que justifica uma análise igualmente cuidada. Por exemplo, pode acontecer que eventuais erros no dimensionamento para o estado limite último sejam absorvidos pelos coeficientes de segurança e nunca terem manifestação real, enquanto que lapsos nos ELS têm uma elevada probabilidade de se revelarem exteriormente. Além disso, as exigências da sociedade em relação à **qualidade das estruturas** dificilmente parará de aumentar elevando a máxima de que uma estrutura não basta ser segura, também é necessário parecer segura.

O **nível de segurança** transmitido por uma estrutura depende de vários factores cujos principais são os seguintes: fendas visíveis exteriormente e deformações (estáticas e dinâmicas). Em relação à fendilhação é pouco provável que se consiga um controlo eficaz e viável em termos construtivos sem a aplicação de pré-esforço. Aliás, esse é o principal motivo da necessidade de dimensionamento de pré-esforço nas estruturas. As fendas, para além, do aspecto desagradável são aberturas que facilitam a acção dos agentes erosivos que quando começam a deteriorar seriamente as armaduras podem mesmo colocar em causa o colapso da estrutura. Daí ser da mais importância a verificação do estado limite de fendilhação. O cálculo das tensões em ELS é sempre elástico e faz-se apenas para a secção mista com base em diferentes valores de coeficiente de homogeneização m conforme a combinação em causa. As dimensões da laje de betão são sempre as correspondentes à sua secção efectiva.

5.2.2. LIMITES DAS TENSÕES

O cálculo para os estados limites de serviço é exclusivamente elástico e condiciona o valor de pré-esforço adoptado. Além disso, existem limites definidos para as **tensões admissíveis** que são menores do que as tensões últimas resistentes de cálculo. Daí que no projecto da ponte devam ser verificados em primeiro lugar os estados limites de serviço. Os limites de tensões são os seguintes:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck} \quad \text{para a combinação característica e no momento da aplicação do pré-esforço} \quad (5.101.)$$

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck} \quad \text{para a combinação quase-permanente} \quad (5.102.)$$

A equação 5.101. garante que a fendilhação longitudinal do betão originada pelo efeito de Poisson em elevadas compressões não ocorre. A equação 5.102. assegura que a fluência é linear e está de acordo com os pressupostos de cálculo adoptados para o coeficiente de homogeneização da secção mista. Fora das zonas pré-esforçadas, estes limites não devem ser condicionantes de dimensionamento, sendo para o caso considerada armadura de compressão que faz subir o eixo neutro e diminui as tensões. Nas zonas pré-esforçadas podem condicionar o valor da força aplicada. Além das condições 5.101. e 5.102., deve ser verificado para as 3 combinações de ELS que as tensões nas fibras, já com a aplicação do pré-esforço dimensionado, não ultrapassem a tensão última de cálculo dos materiais. Nas secções de momento negativo, caso a secção fissure para o estado de tensão que a solicita, deve-se calcular novo estado de tensão com a inércia da secção fissurada.

Em relação ao **pré-esforço**, este deve ser colocado nas secções sujeitas a momentos negativos na combinação frequente, com um traçado recto pois este, para ser eficaz, deve ser aplicado apenas na laje de betão, antes da conexão com a viga metálica. Os cordões devem situar-se a meia altura da laje de modo a não existirem tracções neste e com uma largura correspondente à secção efectiva da viga mista (figura 5.27.). Este procedimento evita a compressão excessiva do banzo inferior da viga metálica, elimina os efeitos hiperestáticos e reduz substancialmente as perdas nos cordões, fazendo

com que a quantidade de pré-esforço necessária para garantir o critério de dimensionamento seja bastante menor.

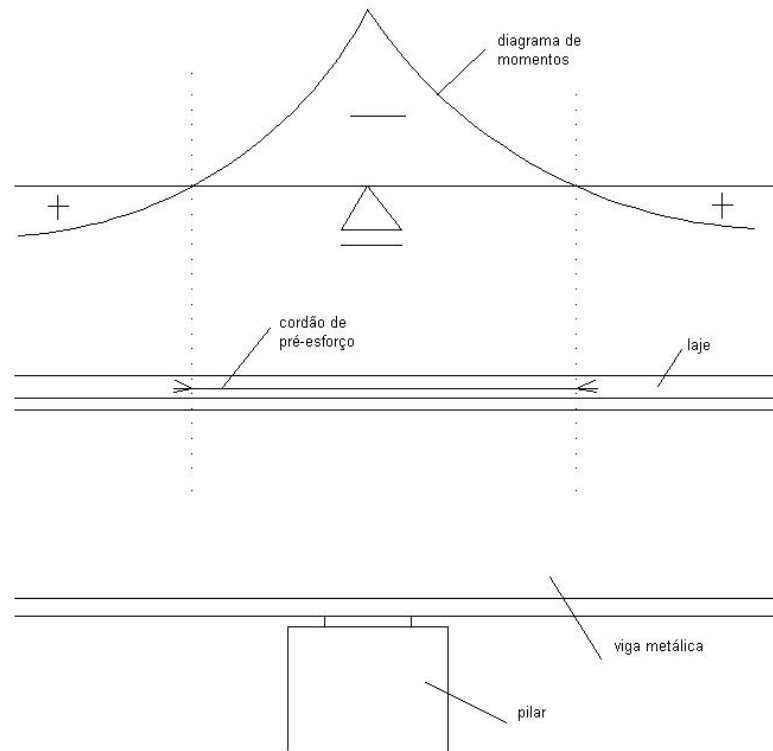


Fig. 5.27. – Cordão de pré-esforço numa laje de uma ponte mista.

O pré-esforço numa estrutura aplica uma força activa que deve ser dimensionada com bastante rigor pois caso esta seja excessiva pode deitar por terra o seu objectivo inicial de ser uma força favorável. É por esse motivo que deve ser verificada a tensão na fibra extrema da laje no momento da aplicação do pré-esforço, sendo que nessa fase apenas estão aplicadas cargas permanentes, sem fluência nem retracção. Recomenda-se que o pré-esforço seja calculado para a combinação frequente ($m=15$) de acções de modo a que nas secções sobre os pilares a fibra superior da viga mista verifique o **estado limite de descompressão** (figura 5.28.) se a classe de exposição ambiental (ver bibliografia especializada [26]) o justificar.

$\sigma_c = 0 \rightarrow$ condição a verificar no estado limite de descompressão

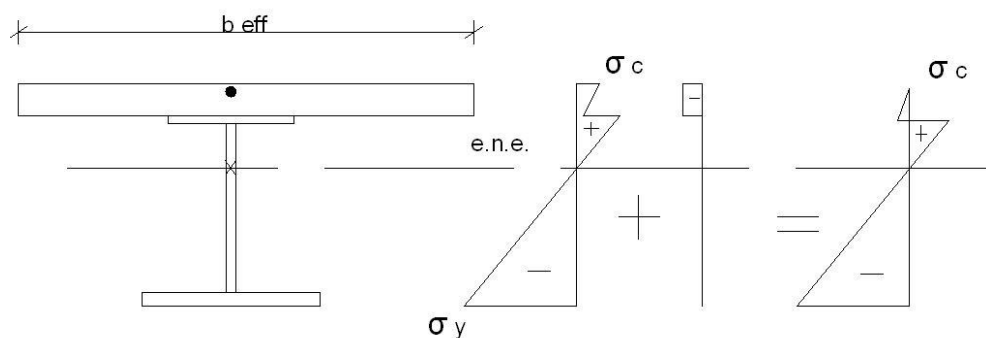


Fig. 5.28. – Estado limite de descompressão numa viga mista.

O valor de pré-esforço P será igual à tensão da fibra extrema da laje na combinação frequente multiplicada pela área da laje. A solução final para o valor de P corresponde ao pré-esforço infinito depois de descontadas as **perdas** totais instantâneas (atrito, reentrada das cunhas e deformação do betão) e diferidas (fluência, retracção e relaxação do aço). Para o valor das perdas deve-se adoptar um valor conservativo de 10% para perdas instantâneas e de 15% para perdas diferidas.

P_{∞} - valor da força de pré-esforço a tempo infinito

P_0 - valor da força de pré-esforço depois ocorrerem as perdas instantâneas

$$P_0 = \frac{P_{\infty}}{1 - \frac{\Delta P_{diferidas}}{P_{máx}}} \quad (5.103.)$$

$$P_{máx} = \frac{P_0}{1 - \frac{\Delta P_{instantâneas}}{P_{máx}}} \quad (5.104.)$$

Com o valor de pré-esforço infinito obtido a partir do estado de descompressão, determina-se o pré-esforço inicial para a verificação das condições 5.101. e 5.102. nas zonas pré-esforçadas. Se os limites não se cumprirem e o estado limite de descompressão for uma condição obrigatória, a solução será, por exemplo, proceder a um novo pré-dimensionamento da laje ou aumentar a classe resistente do betão.

A área de aço de pré-esforço é obtida a partir da força máxima aplicada na ancoragem. Com o valor dessa área define-se o tipo de cordões a adoptar de modo a repartir uniformemente o número total de cordões pela largura efectiva de laje. Quando o processo de dimensionamento do pré-esforço estiver todo completo, calcula-se as perdas de modo rigoroso, segundo bibliografia especializada [26], de modo a verificar que a percentagem obtida é menor que a estimada inicialmente, o que é provável. Caso não o seja, deve-se iniciar novo processo com o novo valor das perdas.

$P_{máx}$ - força de pré-esforço máxima aplicada na ancoragem (sem ocorrerem quaisquer perdas)

$$A_p = \frac{P_{máx}}{\sigma_{p,máx}} \quad (5.105.)$$

$$\sigma_{p,máx} = \min \{ 0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k} \} \quad (5.106.)$$

Apesar do pré-esforço ser aplicado antes da conexão, a força daí resultante não se limitam ao betão existindo uma parcela que se transfere para a secção mista devido ao fenómeno de fluência. Naturalmente, o valor dessa parcela depende do coeficiente de fluência e da idade em que é realizada a conexão.

$$P_{\infty} = \alpha \times P_{secção\ mista} + (1 - \alpha) \times P_0 \quad (5.107.)$$

$$\alpha = \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + 0,8 \times \varphi(\infty, t_c)} \quad (5.108.)$$

t_c - idade em dias do momento em que é realizada a conexão aço/betão

5.2.3. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

A fendilhação numa ponte mista ocorre nas secções sujeitas a momentos negativos sendo a secção mais crítica a que se encontra sobre o eixo do pilar. Daí que basta uma verificação deste estado limite nessa secção para que as restantes secções também não tenham problemas de fendilhação. Isso porque o pré-esforço já é dimensionado para essa secção crítica. O estado limite de fendilhação deve ser verificado para a combinação quase-permanente de acções. Logo, caso se cumpra a condição de descompressão na combinação frequente essa condição está cumprida automaticamente. Caso a classe de exposição ambiental da estrutura for pouco exigente em termos de durabilidade, o controlo da **abertura de fendas** pode ser feito com armadura passiva (ver quadro 5.1.). Nessa situação, o cálculo deve ser feito apenas depois da determinação das armaduras para o estado limite último. Se essas armaduras não forem suficientes, aumenta-se a sua quantidade. Para que baste apenas a verificação da secção sobre o pilar, devem ser adoptadas regras ao nível da dispensa das armaduras resistentes à medida que os esforços de flexão negativa diminuem. Recomenda-se que não se mude o diâmetro do varão aquando da dispensa (redução das armaduras apenas através do seu espaçamento), sendo que esta deve ser feita com uma certa folga em relação aos esforços actuantes.

No caso de uma ponte, se o estado limite de fendilhação for controlado por armaduras passivas, a abertura máxima de fenda admissível depende da respectiva classe de exposição ambiental (ver quadro 5.1.). A verificação é feita com base no quadro 5.2. em que para cada espaçamento transversal possível entre varões dá a tensão máxima admissível no aço de modo a que a abertura de fendas não ultrapasse o limite superior. Essa tensão no aço é para a secção fissurada na combinação quase-permanente de acções. O quadro apenas é válido para fissuração provocada por acções directamente aplicadas na estrutura, ou seja, não se aplica a fissuração devido a deformações impedidas como a retracção e as variações térmicas. No entanto, como no cálculo das acções de retracção e de variação térmica estas foram transformadas em acções exteriores equivalentes, as considerações do quadro são aplicáveis.

W_{max} - abertura máxima de fenda

Quadro 5.1. – Determinação da abertura máxima de fendas em função da classe de exposição ambiental.

Classe de exposição	Betão armado e betão pré-esforçado com cordões não aderentes	Betão pré-esforçado com cordões aderentes
	Combinação quase-permanente de acções	Combinação frequente de acções
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		descompressão

X0 – nenhum risco de corrosão ou ataque

XC – corrosão induzida por carbonatação

XD – corrosão induzida por cloretos

XS – corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar

Quadro 5.2. – Verificação da abertura máxima de fendas com base no espaçamento dos varões.

Tensão no aço σ_s (N/mm ²)	Máximo espaçamento entre varões para a abertura de fendas W_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

5.2.4. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

Os estados limites de deformação podem dividir-se em duas componentes: deformações estáticas e deformações dinâmicas. As primeiras são controladas através de uma **flecha máxima** admissível em cada vão da ponte. Esse valor diz respeito à combinação quase-permanente de acções e tem o seguinte limite superior:

$$\delta_{\max} = \frac{(L + 40)}{2000} \quad (5.109.)$$

L – vão entre apoios do tabuleiro

O cálculo da flecha deve ser dividido em duas parcelas: a correspondente às cargas permanentes e a correspondente às cargas variáveis afectadas pelo coeficiente de combinação ψ_2 . Isto porque a primeira parcela pode ser anulada por uma contra-flecha construtiva na viga metálica. Desse modo, apenas a segunda parcela para a verificação da expressão 5.108. Correntemente é pouco provável, mesmo para pontes de pequeno vão, que a flecha máxima seja cumprida sem uma contra-flecha na viga metálica.

Em relação às deformações dinâmicas, estas traduzem-se em **vibrações** que quando perceptíveis pelos utentes da ponte, causam desconforto. Daí que seja necessário impor um limite para essas deformações. O desconforto causado por vibrações pode ser calculado através de um parâmetro d com base num método simplificado, com bons resultados práticos, que tem a designação de Método de Rausch [16]. Para que o estado limite de deformação dinâmica seja verificado é imposto um limite a esse parâmetro. Caso essa condição não seja verificada, a solução será sempre aumentar a rigidez da estrutura através de contraventamentos.

$$d = 2 \times \delta_e \times (CAD - 1) \quad (5.110.)$$

d (mm) – amplitude máxima da vibração

CAD – factor de amplificação dinâmica (=1,4)

δ_e - flecha a meio vão provocada por uma carga de 0,75 kN na viga mista (m=18)

O seguinte gráfico logarítmico mostra a curva do valor máximo aceitável de d em função da frequência natural do tabuleiro, na combinação quase-permanente, para acções verticais f :

$$f = \frac{\pi}{2} \times \sqrt{\frac{EI}{m \times L_0^2}} \quad (5.111.)$$

m – massa equivalente às cargas quase-permanentes do tabuleiro (semelhante ao Método de Rayleigh)

L_0 – distância entre pontos de momento nulo

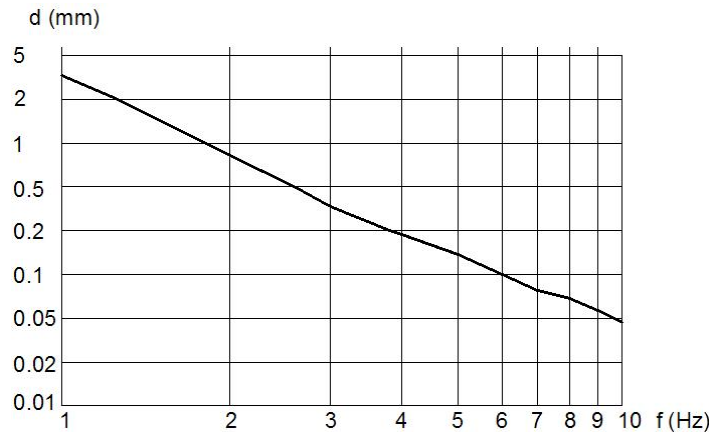


Fig. 5.29. – Gráfico de determinação de d máximo em função da frequência natural do tabuleiro.

5.3. DIMENSIONAMENTO DE CONECTORES

Todas as considerações até agora feitas relativamente a estados de tensão em secções mistas pressupõem uma interacção total aço/betão ao nível da sua conexão, ou seja, trabalham como se fossem um só material e não há deslizamento relativo na sua superfície de interface. No entanto, testes experimentais revelam que, mesmo para cargas reduzidas, o deslizamento ocorre sempre porque os conectores têm uma rigidez finita, isto é, deformam-se sempre. A **interacção parcial** leva a que a tensão rasante na superfície de conexão seja menor, fazendo com que os esforços de flexão, principalmente no aço, sejam maiores do que o previsto na interacção total. Porém, a alteração das tensões previstas dá-se sobretudo na interface entre os 2 materiais (ver figura 5.30.), que é sempre menos esforçada do que as extremidades. Verifica-se que nas fibras extremas, que são as críticas em termos de resistência da secção, o valor da tensão não sofre alterações significativas. Este facto aliado à necessidade de uma complexa análise não linear para ter em conta a interacção parcial, encoraja a consideração de uma interacção total entre o aço e o betão.

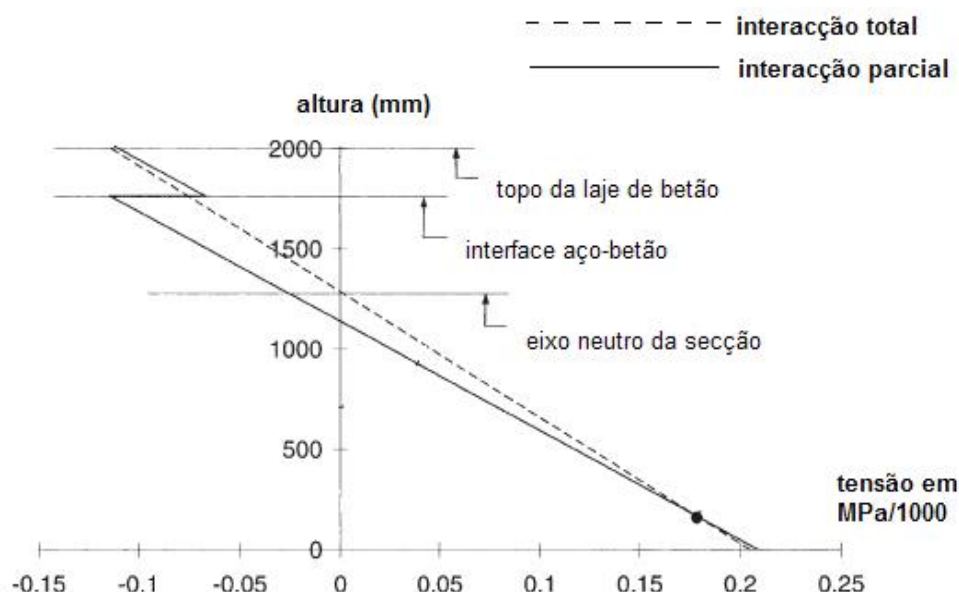


Fig. 5.30. – Diferenças no estado de tensão da viga conforme o tipo de interacção aço/betão [38].

O critério de dimensionamento dos conectores tem como pressuposto de que a resistência da secção deve ser condicionada pela sua flexão e pela perda de interacção dos 2 materiais devido à rotura dos conectores. Daí que estes sejam dimensionados para a combinação de estado limite último ($m=6$) através do cálculo elástico do **esforço rasante de corte** actuante na superfície de interface aço/betão:

$$r_{sd} \text{ (kN / m)} = \frac{V_{sd} \times S}{I} \quad (5.112.)$$

$$R_{sd} \text{ (kN)} = r_{sd} \times L \quad (5.113.)$$

S – momento estático da laje de betão em relação ao centro de gravidade da secção

L – comprimento de um troço em análise

O comprimento de cada troço L depende do número de troços que se queira analisar. O valor do esforço rasante nesse troço é constante e tem o valor correspondente ao maior esforço transversal nesse comprimento. Quanto menor for L , maior será a economia em termos de dimensionamento dos conectores pois a sua dispensa é mais rigorosa. A equação 5.112. é válida quando a distribuição de tensões na secção é elástica, ou seja, a secção é de Classe 3 ou 4. Caso contrário, o esforço rasante não varia linearmente com o esforço transversal, assumindo valores mais reduzidos. No entanto, como a determinação do esforço rasante numa distribuição plástica de tensões obriga à análise de curvas não lineares, a análise elástica é a mais correntemente utilizada em projecto já que está do lado segurança. Nas zonas próximas das extremidades do tabuleiro deve-se subtrair uma parcela de esforço rasante devido aos **efeitos de retracção e variações térmicas** que aí se dão (figura 5.31.). Esse esforço suplementar tem uma variação linear até se anular e calcula-se da seguinte forma:

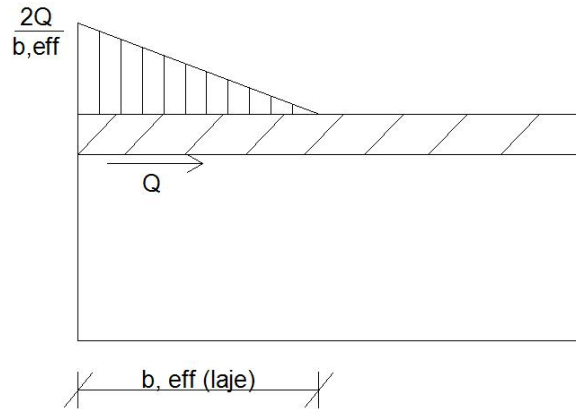


Fig. 5.31. – Efeito da retracção e variações térmicas no esforço rasante sobre os conectores.

$$Q(KN) = \frac{\frac{E_s}{m} \times (\varepsilon_r + \Delta t \times \varepsilon_t)}{\frac{1}{A_c} + \frac{1}{m \times A_s} + \frac{d^2}{I_c + m \times I_s}} \quad (5.114.)$$

$$\varepsilon_r + \Delta t \times \varepsilon_t = 25 \times 10^{-5} \quad (5.115.)$$

$$m=6$$

d – distância entre os centros de gravidade da laje de betão efectiva e da viga metálica

I_c - inércia da laje de betão efectiva em relação ao seu centro de gravidade

I_s - inércia da viga metálica em relação ao seu centro de gravidade

O próximo passo no dimensionamento consiste em definir as **dimensões** dos conectores com base em critérios regulamentares de forma a garantir, entre outros aspectos, um recobrimento mínimo e a não interferência do conector com a armadura inferior da laje (figura 5.32.). Para que estes critérios sejam válidos os conectores devem ser soldados directamente sobre o banzo superior da viga metálica.

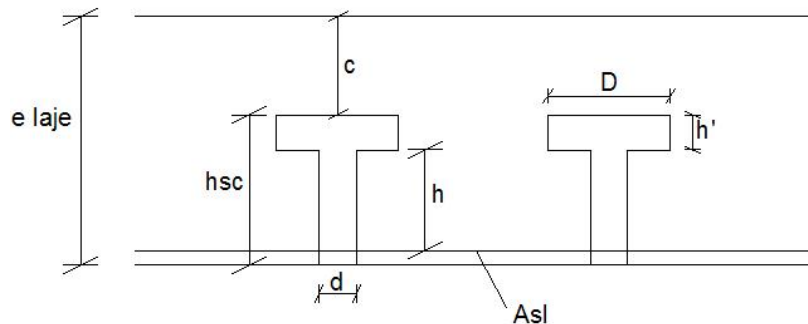


Fig. 5.32. – Dimensões dos conectores.

$$c \geq 20 \text{ mm} \quad (5.116.)$$

$$h \geq 30 \text{ mm} \quad (5.117.)$$

$$h_{sc} \geq 3 \times d \quad (5.118.)$$

$$16 \leq d \leq \min\{2,5 \times e_{\text{banzo superior}}; 25 \text{ mm}\} \quad (5.119.)$$

$$D \geq 1,5 \times d \quad (5.120.)$$

$$h' \geq 0,4 \times d \quad (5.121.)$$

Definidas as dimensões dos conectores pode-se determinar o **esforço rasante resistente** de cálculo. Este é o menor valor da resistência condicionada pelo corte na base do conector e pelo esmagamento do betão contra o conector. A divisão por 1,25 corresponde a um factor de segurança.

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd1}; P_{Rd2}\} \quad (5.122.)$$

$$P_{Rd1} = \frac{0,8}{1,25} \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) \quad (5.123.)$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29}{1,25} \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \quad (5.124.)$$

$$\alpha = 0,2 \times \frac{h_{sc}}{d} + 1 \quad \text{para} \quad 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (5.125.)$$

$$n_c = \frac{R_{sd}}{P_{Rd}} \quad (5.126.)$$

n_c - nº de conectores em cada troço

A disposição do número de conectores em cada troço obtém-se a partir da definição de uma espaçamento longitudinal e transversal para estes. Esses **espaçamentos** devem cumprir regras de modo a garantir uma maior eficácia na acção de cada conector.

$$\begin{aligned} s_l &\geq 5 \times d_{\text{conector}} \\ s_l &\leq 4 \times e_{\text{laje}} \\ s_l &\leq 0,80 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.127.)$$

$$s_t \geq 2,5 \times d_{\text{conector}} \quad (5.128.)$$

Numa viga mista, a transferência de esforços da conexão para as abas da laje de betão através de escoras diagonais obriga a que haja um tirante que faça um equilíbrio de forças. Esse tirante é garantido pela armadura transversal da laje, mas se esta for insuficiente podem existir **roturas de corte longitudinais** na laje de betão. Existem 2 modos de rotura tipo: o corte das abas da laje e o corte em redor dos conectores (figura 5.33.).

A condição que garante a segurança a estes modos de rotura é a seguinte: $v_{sd} \leq v_{Rd}$.

A tensão de corte resistente é condicionada pelo menor valor de duas resistências: das armaduras (tirante) ou do esmagamento do betão (escora). Se este critério de segurança não for verificado, deve-se aumentar a armadura transversal na laje ou aumentar a distância transversal entre conectores.

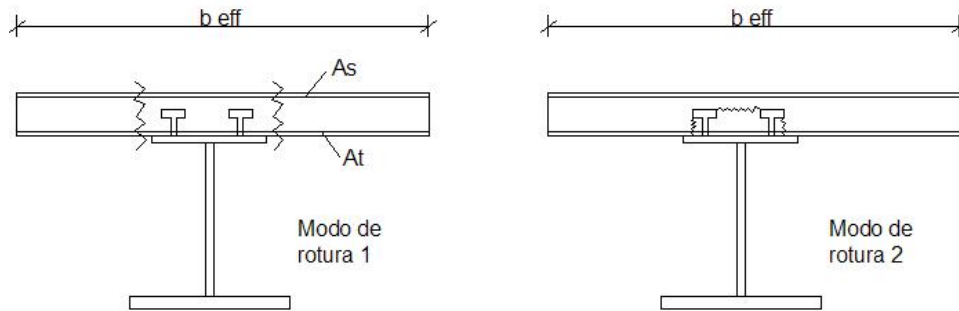


Fig. 5.33. – Modos de rotura possíveis no caso de armadura transversal insuficiente.

$$v_{sd} \text{ (KN / m)} = \frac{n_L \times P_{Rd}}{n} \quad (5.129.)$$

n_L - nº de conectores por metro de comprimento

n - nº de superfícies de corte consideradas

$$v_{Rd} = \min\{v_{Rd1}; v_{Rd2}\} \quad (5.130.)$$

$$v_{Rd1} = 2,5 \times A_{cv} \times \tau_{Rd} + A_e \times f_{sd} \quad (5.131.)$$

$$v_{Rd2} = 0,2 \times A_{cv} \times f_{cd} \quad (5.132.)$$

$$\begin{aligned} A_e &= A_s + A_t && \text{para o modo de rotura 1} \\ A_e &= A_t && \text{para o modo de rotura 2} \end{aligned} \quad (5.133.)$$

A_{cv} - área da superfície de corte considerada (perímetro transversal x 1m de comprimento)

τ_{Rd} - tensão tangencial última resistente do betão

5.4. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE VIGAS METÁLICAS

5.4.1. LIGAÇÕES APARAFUSADAS

As ligações entre as vigas metálicas existem quando as peças pré-fabricadas têm um comprimento inferior ao vão, ou seja, quanto menor for o comprimento dessas peças, maior será o número de ligações a efectuar. As ligações aparafusadas unem os segmentos longitudinais transmitindo, assim, todos os esforços axiais, de corte e de flexão. Este tipo de ligações, apesar de não serem tão resistentes como as soldadas, têm uma vantagem que é a sua ductilidade e fiabilidade, um aspecto decisivo na escolha delas para a união entre vigas metálicas. O critério para o seu dimensionamento baseia-se no pressuposto de que, no estado limite último, a resistência da secção deve ser condicionada pelo seu momento resistente e não pela rotura da ligação.

A ligação consiste em **chapas aparafusadas** que unem os banzos e as almas de vigas adjacentes (figura 5.34.). A ligação entre banzos deve transmitir a força axial actuante em cada banzo devido à flexão da viga, enquanto que a ligação entre almas deve transmitir o esforço axial, o esforço transversal e o momento actuante na alma devido à flexão da secção. A figura 5.35. mostra as forças a transferir na ligação para um diagrama elástico de tensões. Se a secção em causa fosse de Classe 1 ou 2, as tensões e forças correspondentes seriam as que resultariam de um diagrama de tensões plástico das fibras. Quando a ligação se faz através de duas chapas paralelas, a carga actuante deve dividir-se por 2 dado que, nesse caso, existem duas superfícies de corte.

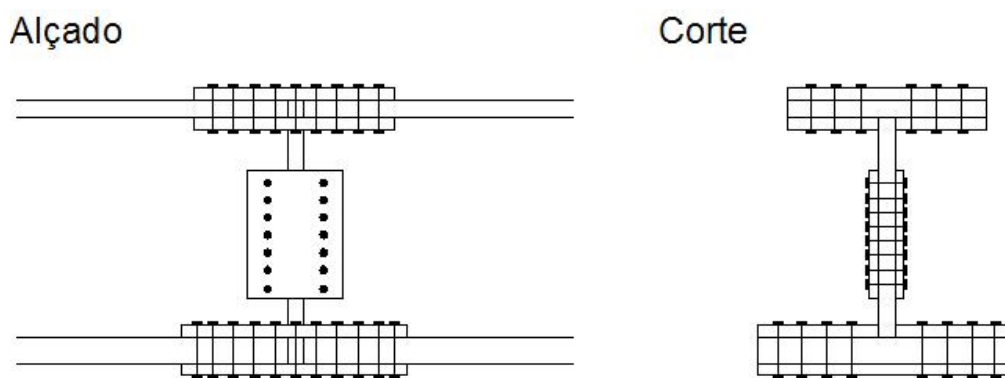


Fig. 5.34. – Ligações aparafusadas entre vigas metálicas.

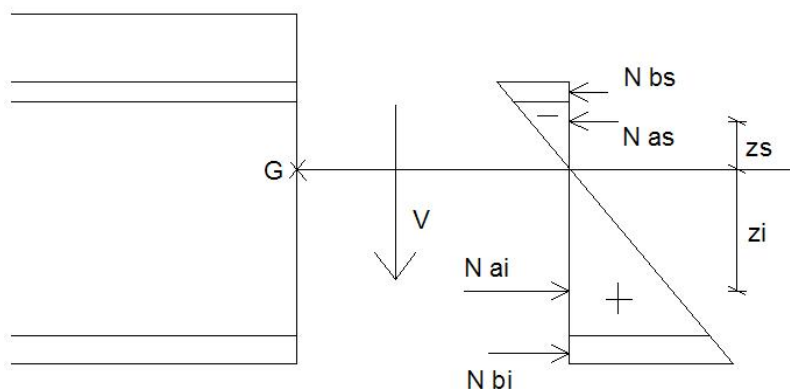


Fig. 5.35. – Forças a transmitir pelas chapas de ligação.

$$N_{sd,alma} = N_{ai} - N_{as} \quad (5.134.)$$

$$V_{sd,alma} = V \quad (5.135.)$$

$$M_{sd,alma} = N_{ai} \times z_i + N_{as} \times z_s \quad (5.136.)$$

z – braço da resultante do esforço axial em relação ao centro de gravidade dos parafusos

5.4.1.1. Ligação entre banzos

A ligação entre banzos, dada a sua natureza, tem a designação de “**ligação axial centrada**”. O primeiro passo de dimensionamento consiste em calcular a espessura da chapa de modo a resistir ao esforço axial actuante em ELU. A largura da chapa é, normalmente, igual à do banzo. Essa espessura permite definir um intervalo para o diâmetro dos parafusos de modo a que a rigidez destes esteja próxima da rigidez da chapa, o que garante uma maior eficiência ao conjunto. A classe dos parafusos é escolhida pelo projectista, sendo que numa ponte a classe 8.8 seja a mais usual.

Classe 8.8. $\rightarrow f_u = 800 \text{ MPa} ; f_y = 0,8 \times 800 = 640 \text{ MPa}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{chapa} \times f_y}{1,1} \Leftrightarrow A_{chapa} = \frac{1,1 \times N_{sd}}{f_y} \quad (5.137.)$$

$$\sqrt{40 \times \left(\frac{t_{chapa}}{1 - 0,3} - 1 \right)} < d_{parafuso} < \sqrt{40 \times \left(\frac{t_{chapa}}{1 + 0,3} - 1 \right)} \quad (5.138.)$$

t_{chapa} é a espessura da chapa em mm

De seguida, tendo a **espessura da chapa** de ligação e o **diâmetro dos parafusos**, determina-se os intervalos em que se devem situar as dimensões da chapa em planta (figura 5.36.). Esses valores têm como critério a eficiência da ligação de modo a que cada parafuso tenha uma área de influência adequada à sua rigidez e à da chapa. A partir do intervalo obtido, será mais tarde definido o número de fiadas em função do número total de parafusos.

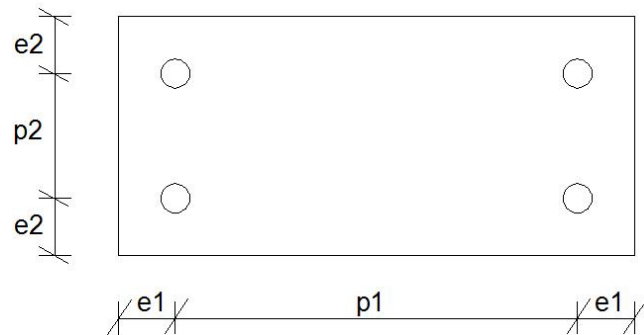


Fig. 5.36. – Dimensões da chapa de ligação e do espaçamento entre parafusos.

$$\begin{aligned} 1,2 \times d_0 &\leq e_1 \leq 4 \times t_{chapa} + 40 \text{ mm} \\ 1,2 \times d_0 &\leq e_2 \leq 4 \times t_{chapa} + 40 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.139.)$$

$$2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq \min\{14 \times t_{chapa} ; 200 \text{ mm}\} \quad (5.140.)$$

$$2,4 \times d_0 \leq p_2 \leq \min\{14 \times t_{chapa} ; 200 \text{ mm}\} \quad (5.141.)$$

e - distância do parafuso extremo da fiada ao limite da chapa

p - espaçamento entre parafusos

d_0 - diâmetro do furo em mm (depende do diâmetro do parafuso e está tabelado em catálogos comerciais)

O número total de parafusos depende, naturalmente, da resistência calculada para um parafuso. Existem 3 modos de rotura associados às ligações aparafusadas: corte do parafuso, esmagamento local da chapa e o escorregamento do parafuso no furo. Esta última resistência depende da categoria considerada para a ligação e apenas é considerada no cálculo nas categorias B ou C. Estas categorias estão intrinsecamente ligadas a parafusos de classes de alta resistência como 8.8. ou 10.9. Daqui se conclui que para cada categoria, os critérios de **verificação de segurança** variam.

$F_{v,Rd}$ - resistência da ligação condicionada pelo corte do parafuso

$F_{b,Rd}$ - resistência da ligação condicionada pelo esmagamento local da chapa

$F_{s,Rd}$ - resistência da ligação condicionada pelo deslize do parafuso no furo

Categoria A → ligação aparafusada corrente, não resistente ao escorregamento

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

Categoria B → ligação aparafusada pré-esforçada de alta resistência existindo ausência de escorregamento no estado limite de utilização

$$F_{v,sd, serv} \leq F_{s,Rd, serv}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

Categoria C → semelhante à categoria B com a ausência de escorregamento em estado limite último

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n_{parafusos}} \quad (5.142.)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{u,parafuso} \times A_v}{1,25} \quad (5.143.)$$

α_v - coeficiente da área útil de corte do parafuso (=0,6 para as classes 4.6., 5.6., 8.8. e =0,5 para as classes 4.8., 5.8., 6.8., 10.9.)

A_v - área do parafuso na superfície de corte considerada

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{u,chapa} \times d_{parafuso} \times t_{chapa}}{1,25} \quad (5.144.)$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; 1 \right\} \quad (5.145.)$$

os valores de f e t referem-se à chapa mais frágil (de menor espessura)

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times \mu \times 0,7 \times f_{u,parafuso} \times A_s}{\gamma_{M3}} \quad (5.146.)$$

K_s - coeficiente que depende do tipo de furo adoptado e varia de 0,63 a 1 (=1 para furos normais)

μ - coeficiente de atrito parafuso/chapa que varia de 0,2 a 0,5 (normalmente toma o valor de 0,3)

A_s - área do parafuso para o corte no liso da sua espiga (adoptar os valores das tabelas comerciais)

γ_{M3} - coeficiente de segurança (=1,1 para ELS e =1,25 para ELU)

Quando o banzo é traccionado a expressão 5.135., apesar de ser útil para pré-dimensionar a espessura da chapa, não é válida pois à secção resistente da chapa deve ser descontada a largura dos furos das fiadas de parafusos. Daí que para aprovar a espessura pré-dimensionada, se deva fazer uma verificação da resistência axial da chapa de secção real. Se este critério não for cumprido, deve ser adoptada uma nova espessura e proceder a novo cálculo.

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_{u,chapa}}{1,25} \quad (5.147.)$$

$$A_{net} = (b_{chapa} - n \times d_0) \times t_{chapa} \quad (5.148.)$$

b – largura

n – número de fiadas longitudinais

5.4.1.2. Ligação entre almas

O dimensionamento da ligação entre as almas das vigas metálicas é mais complexa dados os esforços que nela actuam. Principalmente porque a existência de **esforços excêntricos** faz com que o centro de rigidez da ligação I não coincida com o seu centro de gravidade G (figura 5.37.). À partida, o problema é indeterminado, sendo necessário arbitrar parâmetros como o diâmetro e classe do parafuso e o espaçamento em altura p entre eles. As vigas metálicas de pontes têm, geralmente, uma grande altura possibilitando a existência de muitas fiadas nessa direcção y , o que faz com que duas fiadas paralelas a y sejam, normalmente suficientes. Quanto maior o valor de g , maior será o momento resistente da ligação.

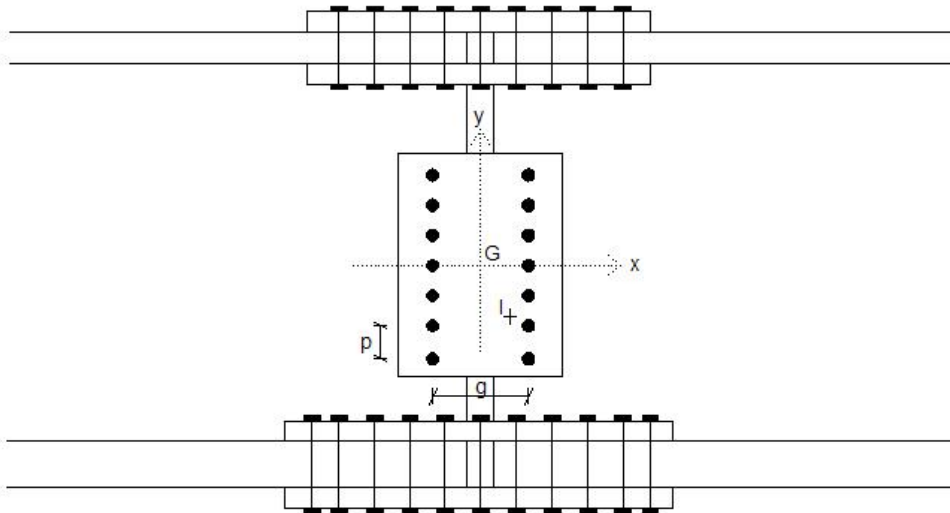


Fig. 5.37. – Características geométricas da ligação entre almas de vigas metálicas.

Para se ter a completa configuração da ligação falta determinar o **número de fiadas** verticais. Existe bibliografia especializada que a partir dos esforços actuantes, das características da ligação e dos parafusos diz qual o número de fiadas a considerar, com base em ábacos de cálculo obtidos em resultados experimentais [40]. A alternativa consiste em arbitrar esse valor, fazer a verificação de segurança e concluir se deve alterar o número de fiadas, ou seja, um processo iterativo. O dimensionamento da chapa da ligação depende do diâmetro dos parafusos adoptado. O cálculo é com base na expressão 5.138., sendo que as condições 5.139. a 5.141. devem ser cumpridas. A verificação apenas difere daquilo que foi referido para a ligação axial centrada em termos da **força de corte actuante** em cada parafuso. O valor de cálculo é a máxima força de corte que actua num parafuso crítico, dado que neste tipo de ligação os parafusos não são igualmente solicitados.

O valor máximo resistente é $F_{Rd} = \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\}$.

$$F_{v,sd,máx} = \frac{M_{sd,alma}}{I_p} \times \bar{p}_{i,máx} \quad (5.149.)$$

$$I_p = \frac{n}{12} \times \left[(n_y^2 - 1) \times g^2 + (n_x^2 - 1) \times p^2 \right] \quad (5.150.)$$

n_x - número de fiadas paralelas ao eixo x

n_y - número de fiadas paralelas ao eixo y

n - número total de parafusos = $n_x \times n_y$

$$\bar{p}_i = \sqrt{(x_i - x_I)^2 + (y_i - y_I)^2} \quad (5.151.)$$

$$x_I = \frac{V_{sd,alma} \times I_p}{n \times M_{sd,alma}} \quad (5.152.)$$

$$y_I = \frac{N_{sd,alma} \times I_p}{n \times M_{sd,alma}} \quad (5.153.)$$

x_I , y_I têm o sinal correspondente com o sentido da força aplicada

5.4.2. LIGAÇÕES SOLDADAS

As vigas metálicas utilizadas em pontes são constituídas por chapas que ao serem soldadas formam o perfil da secção metálica (figura 5.38.). Como essa ligação se dá num comprimento muito extenso a opção pela soldadura é a melhor opção apesar das desvantagens desta solução. A realização desta ligação processa-se através de **gradientes térmicos** muito elevados para o aço (chega a atingir o seu ponto de fusão), sendo inevitável a alteração das suas propriedades. Após a operação de soldagem, o aço adquire uma resistência mais elevada, porém, perde as suas propriedades de ductilidade, importantes no aviso de um possível colapso da estrutura. Além disso, como as variações térmicas são muito grandes, existe o risco da formação de microfissuras na soldadura caso o ambiente higrotérmico do local em que se realiza a operação não seja controlado. Daí ser desaconselhável a soldagem em obra.

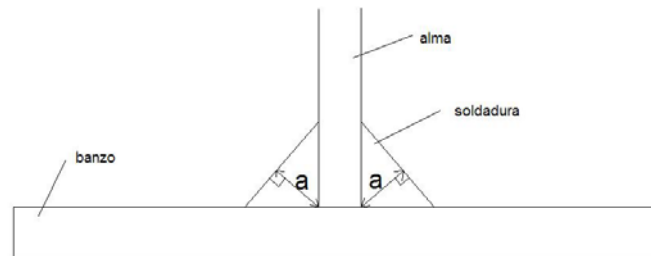


Fig. 5.38. – Cordões de soldadura na ligação de chapas de uma viga metálica.

O cordão apresentado na figura 5.38. tem a designação de cordão de ângulo ($\alpha = 90^\circ$). O parâmetro a , constante ao longo de todo o tabuleiro, denomina a **garganta do cordão** de soldadura e não deve ser inferior a 3mm para que a sua execução em obra seja eficaz e rigorosa. É no plano longitudinal definido pela garganta do cordão que se desenvolvem as resultantes das tensões normais e tangenciais sobre o cordão (figura 5.39.). Desse modo, é através do dimensionamento de a que se controla a verificação de segurança da soldadura.

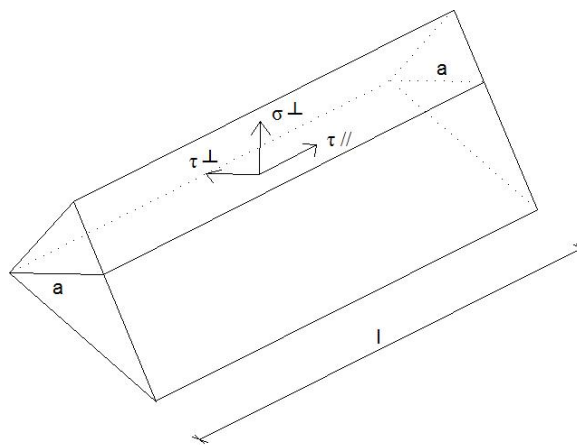


Fig. 5.39. – Estado de tensão num cordão de soldadura.

Aplicando o critério de resistência de Von Mises:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times 1,25} \quad (5.154.)$$

β_w - coeficiente que tem em conta o tipo de aço (=0,8 para Fe360, =0,85 para Fe430 e =0,9 para Fe510)

A acção actuante na soldadura é o esforço rasante longitudinal de corte na superfície de fronteira banzo/alma (**cordão lateral**). Este esforço origina tensões $\tau_{\parallel}$ no cordão pelo que se pode desprezar as outras componentes de tensão ficando a expressão da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \sqrt{3} \times \tau_{\parallel} &\leq \frac{f_u}{\beta_w \times 1,25} \Leftrightarrow a \times l \times R_{sd} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25} \Leftrightarrow a \leq \frac{f_u}{1,25 \times \sqrt{3} \times r_{sd} \times \beta_w} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow a \geq \frac{1,25 \times \sqrt{3} \times \beta_w \times r_{sd}}{f_u} \end{aligned} \quad (5.155.)$$

O esforço rasante actuante de cálculo é o valor máximo no tabuleiro em ELU para um coeficiente de homogeneização $m=6$. Este valor deve ser reduzido a metade porque são 2 cordões semelhantes a resistir a este esforço. Para a ligação do banzo superior, o momento estático é o correspondente à laje de betão e ao banzo superior da viga metálica em relação ao centro de gravidade da secção. Para a ligação do banzo inferior, o momento estático é o correspondente ao banzo inferior em relação ao mesmo centro de gravidade.

r_{sd} - esforço rasante actuante de cálculo

5.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA

As acções passíveis de causar fadiga nos elementos estruturais são as que provocam variações consideráveis do estado de tensão, ocorrendo ciclicamente e em número elevado. Ou seja, o caso de carga na verificação da fadiga não corresponde a nenhuma combinação considerada anteriormente. Os elementos estruturais a serem verificados são os metálicos (viga metálica, soldaduras, conectores e ligações aparafusadas), mais as armaduras nas regiões de momentos negativos caso a ponte não seja pré-esforçada pois são os susceptíveis de sofrerem danos derivados da fadiga. Os critérios para a **verificação de segurança** são os seguintes:

$$\Delta \sigma_{SF} \leq \frac{\Delta \sigma_{RF}}{1,35} \quad \text{para elementos sujeitos a tensões normais} \quad (5.156.)$$

$$\Delta \tau_{SF} \leq \frac{\Delta \tau_{RF}}{1,35} \quad \text{para elementos sujeitos a tensões tangenciais} \quad (5.157.)$$

O primeiro membro das inequações anteriores refere-se à variação máxima da tensão introduzida pelo **caso de carga de fadiga**. Esse caso corresponde à acção do veículo-tipo em que cada roda aplica 65 kN. O único coeficiente de majoração a aplicar é o correspondente aos efeitos dinâmicos desta carga e vale 1,2. O cálculo de tensão corresponde à ponte a tempo infinito, ou seja, secção mista com um coeficiente de homogeneização $m=18$. Os critérios regulamentares de segurança são baseados em teorias da elasticidade, logo o cálculo da variação das tensões nos elementos deve ser também elástico.

A variação da tensão resistente à fadiga corresponde a 2 milhões ciclos de carga expectáveis para o período de projecto da ponte.

Viga metálica

A verificação deve ser feita para a variação de tensão normal na fibra extrema do banzo inferior, que pode estar traccionado ou comprimido (interessa o máximo absoluto). Em caso de incumprimento deve-se adoptar novas dimensões para a viga metálica.

$$\Delta\sigma_{RF} = 112 \text{ MPa}$$

Soldaduras

A verificação deve ser feita para as soldaduras da viga metálica à variação máxima da tensão tangencial na superfície de interacção alma/banzo. Essa tensão tangencial resulta da divisão do esforço rasante longitudinal de cálculo por metro pela espessura da alma e deve ser reduzida a metade pois existem duas soldaduras nessa ligação. Em caso de incumprimento, a única alteração necessária consiste no aumento da espessura da alma da viga metálica.

$$\Delta\tau_{RF} = 100 \text{ MPa}$$

Conectores

A verificação é feita para a variação máxima da tensão tangencial na superfície de interacção aço/betão. Essa tensão tangencial resulta da divisão do esforço rasante longitudinal de cálculo por metro pela largura do banzo superior da viga metálica. Por sua vez, esse valor deve ser dividido pelo número de conectores existentes por metro de comprimento nessa zona. Em caso de incumprimento, deve-se alterar as dimensões do banzo superior.

$$\Delta\tau_{RF} = 80 \text{ MPa}$$

Ligação aparafusada

A verificação é realizada para a ligação entre banzos inferiores mais esforçados por tensões normais. A tensão normal obtém-se dividindo a força axial transmitida pela chapa pela sua área que deve ser reduzida a metade caso existam duas chapas. A ligação entre almas não é verificada directamente pois a determinação das tensões actuantes é complexa. Caso a ligação entre banzos não cumpra o critério de segurança, deve ser aumentada a sua espessura e, consequentemente, o diâmetro dos parafusos. Nessa situação, é conveniente proceder de igual modo para a ligação entre almas, aumentando as dimensões de forma proporcional ao aumento realizado para os banzos. Além disso, deve ser analisado se mais outras ligações não verificam a segurança à fadiga.

$$\Delta\tau_{RF} = 112 \text{ MPa}$$

Armaduras

A verificação deve ser realizada para a secção sobre o pilar em que o betão está fissurado. O cálculo da tensão normal actuante na armadura vem em função do momento flector nessa secção através de um cálculo elástico. Em caso de incumprimento, a única implicação reside no aumento da área de armadura resistente nessa secção e na análise de outras secções que também possam não estar seguras relativamente à fadiga.

$$\Delta\sigma_{RF} = 162,5 \text{ MPa}$$

6

EXEMPLO PRÁTICO
DE APLICAÇÃO

6.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

O exemplo consiste numa ponte de 300m de comprimento, de vigas metálicas sob uma laje de betão. O processo construtivo adoptado foi o método dos deslocamentos sucessivos, utilizando um pilar provisório atirantado, de modo a aproveitar de forma mais eficaz as vantagens da solução mista. Pretende-se que o tabuleiro tenha duas faixas de rodagem de três vias de circulação cada, dada a intensidade de tráfego esperada no período de utilização. Considerando a largura da via de circulação regulamentar de 3,5m, mais 2,00m para o separador central e 2,25m para cada lado de berma e passeio, temos 26m de largura total do tabuleiro. Este valor obrigaria, certamente, à necessidade de implementação de escoras nas abas de apoio às consolas ou de pré-esforço transversal. A solução mais económica será realizar 2 tabuleiros simétricos separados por poucos centímetros, ou seja, transformar a largura total em 2×13 m. Considerando um critério de optimização na distribuição dos esforços, os vãos adoptados foram os seguintes:

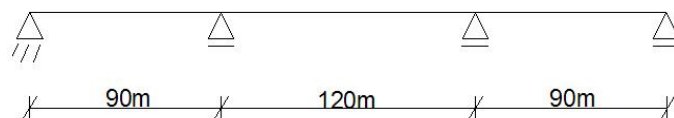
Modelo de cálculo longitudinal

Fig. 6.1. – Modelo longitudinal da ponte.

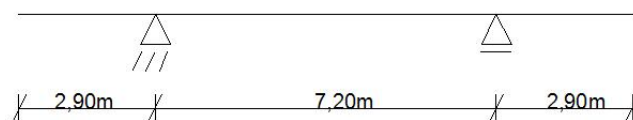
Modelo de cálculo transversal

Fig. 6.2. – Modelo transversal da ponte.

O facto de os vãos serem simétricos indica que a envolvente em termos de vale e encosta seja aproximadamente simétrica. Outro aspecto prende-se os grandes vãos adoptados para a ponte. Essa opção justifica-se quando o vale é muito profundo, ou o terreno tem uma resistência muito reduzida, em que o custo associado à construção de pilares é elevado. Os modelos de cálculo adoptados são os

que constam das figuras 6.1. e 6.2., dado que a rigidez à torção será garantida pelos contraventamentos transversais. Estes serão em cruz porque a sua rigidez à torção é superior e o tabuleiro não é muito largo. A laje será calculada transversalmente pelas fórmulas de largura de distribuição das cargas, ou seja, não é necessária uma análise de elementos finitos para esta.

Não foi considerada a continuidade pilar/tabuleiro dada a reduzida altura dos pilares (altura média acima do nível de água de 20m). De modo a atenuar os esforços devido a deformações de retracção e temperatura, todos os apoios são deslizantes no sentido longitudinal menos o do encontro inicial. Em termos transversais todos os apoios impedem o deslocamento horizontal. Atendendo ao vão principal da ponte de 120m (pode considerar-se um grande vão) e ao facto de a ponte ser contínua, a solução adoptada para a secção transversal é a viga em caixão. As almas do caixão não têm inclinação de modo a facilitar o processo construtivo e não introduzir tracções desfavoráveis na laje. Esta é betonada “in situ”, sequencialmente de modo a reduzir os esforços na viga metálica. O pré-esforço será aplicado na laje antes da conexão. Esta é realizada numa idade em que os efeitos de transferência de pré-esforço para a secção mista devido à fluência são desprezáveis. Os materiais adoptados são os seguintes:

betão C35/45

aço Fe510

armaduras activas $f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$

armaduras passivas A500

classe de exposição ambiental XS1

6.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Acções (secção 4.2.1)

Para efeitos de pré-dimensionamento da secção são consideradas as acções correspondentes a metade da largura do tabuleiro, como simplificação.

▪ Permanentes

$$G_{k \text{ laje}} = A \times 25 = 6,5 \times 0,30 \times 25 = 48,8 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ v.m.}} = \left(100 + 0,105 \times (0,7 \times 120)^{1,6}\right) \times 9,81 \times 10^{-3} \times 6,5 = 14,4 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ asfalto}} = 0,10 \times 6,5 \times 20 = 13 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ v.b.}} = (0,25 \times 0,45 + 1 \times 0,25) \times 25 = 9,1 \text{ kN / m}$$

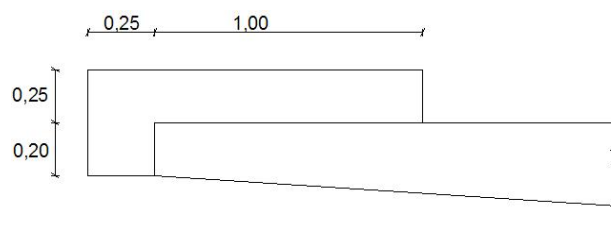


Fig. 6.3. – Dimensões da viga de bordadura.

$$G_{k \text{ guardas}} = 0,80 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ diversos}} = 0,40 \text{ kN} / \text{m}$$

$$G_{k \text{ contraventamentos}} = 0,40 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\sum G_k = 86,9 \text{ kN} / \text{m}$$

▪ Variáveis

Veículo-tipo: $3 \times (Q_k = 200 \text{ kN})$ afastadas longitudinalmente de 1,5m e aplicadas a meio vão → caso1

Sobrecarga + “faca”: $q_{1k} = 4 \times 6,5 = 26 \text{ kN} / \text{m} + q_{2k} = 50 \times 6,5 = 325 \text{ kN}$ (a meio vão) → caso2

$$\begin{aligned} \text{Combinação ELU} \rightarrow 1,35 \times \sum G_k + 1,5 \times Q_k & \quad (\text{caso1}) \\ 1,35 \times \sum G_k + 1,5 \times q_k & \quad (\text{caso2}) \end{aligned}$$

Fazendo uma análise longitudinal através de um modelo de barra, verifica-se que o caso2 é o condicionante. O diagrama de momentos obtido foi o seguinte:



Fig. 6.4. – Diagrama de momentos para o caso2.

$$M_{máx}^+ = 148105 \text{ kN.m} \rightarrow \text{valor de pré-dimensionamento}$$

Pré-dimensionamento (secção 4.3.1)

$$B \approx \frac{2,90}{8,5} \approx 0,35 \text{ m}$$

$$H \approx \frac{0,7 \times 120}{17} \approx 5,00 \text{ m} \quad h_s = 5,00 - 0,35 = 4,65 \text{ m} \quad e_s \approx \frac{4,65}{150} \approx 0,032 \text{ m}$$

$$A_3 \approx 0,006 \times 4,65^2 = 0,129735 \text{ m}^2 \quad A_1 = 0,3 \times 0,129735 = 0,03892 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{1,4 \times 148105 \times 10^3 \times 1,1}{4,65 \times 355 \times 10^6} = 0,138169 \text{ m}^2$$

$$e_1 = 0,060 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,040 \text{ m}$$

$$b_2 = 3,60 \text{ m}$$

$$h_s' = 4,55 \text{ m}$$

$$A = 0,20 \text{ m} \quad L_2 \approx \frac{2,90}{2} = 1,45 \text{ m} \quad C \approx \frac{7,2}{27} = 0,28 \text{ m}$$

6.3. DIMENSIONAMENTO DA VIGA METÁLICA AO ELU

Classificação e características da secção

A classificação de uma secção depende do centro de gravidade (figura 6.5.) e do sinal do momento aplicado nesta. Daí ser necessário repetir o processo para as diferentes combinações de cálculo e etapas da construção, com o correspondente coeficiente de homogeneização m , quando a secção é mista. Para efectuar esse cálculo, é obrigatória a determinação das larguras efectivas colaborantes, tanto para a laje de betão como para o banzo inferior do caixão.

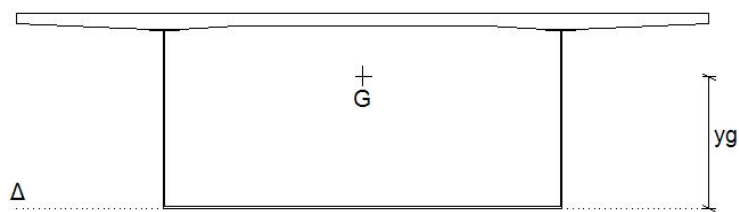


Fig. 6.5. – Centro de gravidade de uma secção mista em relação a um eixo base.

$$b_{ei} = \frac{120 \times 0,7}{8} = 10,5 \text{ m}$$

$$b_{eff, laje} = 6,50 \text{ m} \quad b_{eff, caixão} = 3,60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{toda a secção é efectiva}$$

$$y_G = 1,580 \text{ m} \quad \varepsilon = 0,853$$

$$\psi_{M+} = -\frac{1,580}{4,65 - 1,580} = -0,51 \quad \rightarrow \quad \frac{c}{t} = \frac{4,55}{0,032} = 142 \quad \rightarrow \quad \text{Classe 4}$$

$$K_\sigma = 15,6 \quad \overline{\lambda}_p = 1,48 \quad \rho = 0,61$$

$$b_{eff} = 1,792 \text{ m} \quad b_{eff1} = 0,717 \text{ m} \quad b_{eff2} = 1,075 \text{ m}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 1,354 \text{ m} \quad I_x = 1,8241 \text{ m}^4 \quad \rightarrow \quad x \text{ é um eixo horizontal baricêntrico}$$

$$W_{x1} = 1,3476 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 1,3886 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 0,5636 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 0,5534 \text{ m}^3$$

- 1 $\rightarrow$ fibra inferior do caixão metálico
- 2 $\rightarrow$ fibra inferior do alma do caixão metálico
- 3 $\rightarrow$ fibra superior da alma do caixão metálico

4 → fibra superior do caixão metálico

$$\psi_{M-} = -1,94 \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{4,55}{0,032} = 142 \rightarrow \text{Classe 3}$$

$$y_G = 1,583 \text{ m} \quad I_x = 2,0825 \text{ m}^4$$

$$W_{x1} = 1,3153 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 1,3493 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 0,6926 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 0,6791 \text{ m}^3$$

Viga metálica (processo construtivo)

O modelo de cálculo para os esforços na viga metálica baseia-se num simples elemento de barra de inércia constante. O nariz metálico tem um comprimento de 48m e um peso total de 720 kN. Esta carga será aplicada na extremidade da consola. Temos, então, uma consola de 72m de comprimento com uma carga de cálculo de 720 kN e um momento de 11520 kN.m na sua extremidade. O peso próprio da viga metálica tem o seguinte valor:

$$G_{k,v.m.} = \frac{A_{v.m.} \times \rho_{aço} \times 9,81}{1000} = \frac{0,6585 \times 7850 \times 9,81}{1000} = 50,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Combinação ELU} \rightarrow 1,35 \times \sum G_k = 68,5 \text{ kN/m}$$

Utilizando um pilar provisório atirantado, os momentos e o esforço transversal máximos durante o processo construtivo irão ocorrer aquando da chegada da extremidade da viga metálica ao segundo pilar (figura 6.6.).

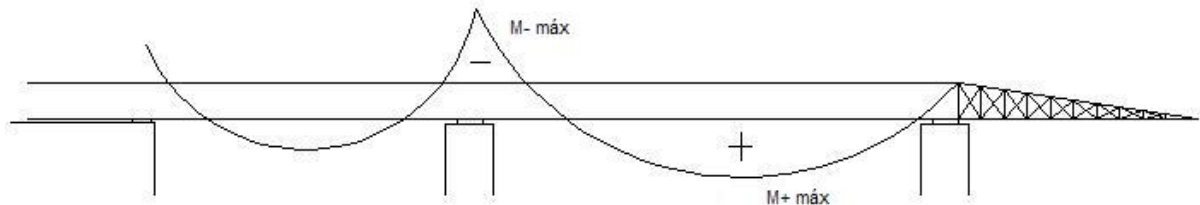


Fig. 6.6. – Momentos máximos durante o processo construtivo.

$$M_{máx}^- = -99996 \text{ kN.m} \quad V_{sd,máx} = 4936 \text{ kN}$$

$$M_{máx}^+ = +78151 \text{ kN.m}$$

Viga metálica (cargas permanentes)

$$e_{méd,laje} = \frac{0,275 \times 2,55 + 0,35 \times 0,70 + 0,315 \times 1,10 + 0,28 \times 2,15}{6,5} = 0,29 \text{ m}$$

$$G_{k,laje} = 0,29 \times 13 \times 25 = 94,3 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,v.m.} = 50,7 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ diversos}} = 2 \times 0,40 = 0,80 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ contraventamentos}} = 2 \times 0,40 = 0,80 \text{ kN / m}$$

$$\sum G_k = 146,6 \text{ kN / m}$$

$$\text{Combinação ELU} \rightarrow 1,35 \times \sum G_k = 197,9 \text{ kN / m}$$

Esta carga é constante ao longo de todo o comprimento do tabuleiro. O diagrama de momentos obtido (figura 6.7.) tem em conta a diferença de inércias entre as secções com flexão de sinal contrário ditada pela sua classificação.

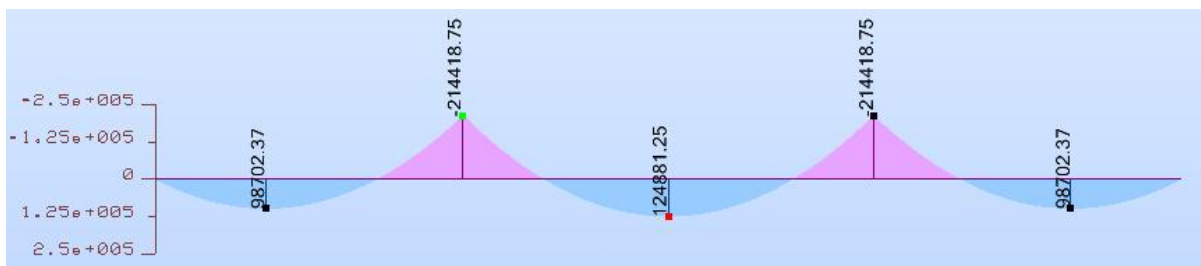


Fig. 6.7. – Diagrama de momentos da viga metálica solicitada por cargas permanentes.

$$M_{máx}^- = -214419 \text{ kN.m} \quad M_{máx}^+ = +124881 \text{ kN.m} \quad V_{sd,máx} = 11741 \text{ kN}$$

Viga metálica (dimensionamento)

$$M_{máx}^- = -214419 \text{ kN.m} \quad M_{máx}^+ = +124881 \text{ kN.m} \quad V_{sd,máx} = 11741 \text{ kN}$$

▪ Flexão

$$\sigma_{máx}^+ = \frac{214419 \times 10^3}{0,6791} = 316 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 322 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{máx}^- = \frac{124881 \times 10^3}{0,5534} = 226 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 322 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$\sigma < 0 \Rightarrow$ compressão

$\sigma > 0 \Rightarrow$ tracção

▪ Corte

$$V_{Rd} = \min(V_{pl,a,Rd}; V_{b,Rd})$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{2 \times 4,65 \times 0,032 \times 355 \times 10^6}{1,1 \times \sqrt{3}} = 55451 \text{ kN}$$

Determinando o espaçamento longitudinal das nervuras de rigidez verticais:

$$a \leq 0,5 \times 4,55 + 100 \times 0,032 = 5,475 \text{ m} \Rightarrow a = 5,00 \text{ m}$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(5/4,55)^2} = 8,65$$

$$\frac{4,55}{0,032} = 142 > 30 \times 0,853 \times \sqrt{8,65} = 75,3 \text{ KO!} \rightarrow \text{necessário verificar enfunamento}$$

$$\lambda_w = \frac{142}{37,4 \times 0,853 \times \sqrt{8,65}} = 1,51 \Rightarrow \lambda_w > 1,2$$

$$\tau_b = \frac{0,9}{1,51} \times \frac{355 \times 10^6}{\sqrt{3}} = 122,2 \text{ MPa}$$

$$V_{b,Rd} = \frac{2 \times 4,55 \times 0,032 \times 122,2 \times 10^6}{1,1} = 32350 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 32350 \text{ kN} \geq V_{sd,m\acute{a}x} = 11741 \text{ kN} \text{ OK!}$$

▪ Bambeamento

Dimensionamento dos perfis transversais de contraventamento:

$$I_u = 0 \quad I_l = \frac{0,04^3}{12 \times (1 - 0,3^2)} = 586,1 \text{ cm}^4 \quad I_w = \frac{0,032^3}{12 \times (1 - 0,3^2)} = 300,1 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\frac{2 \times 7,2}{4,55} + \frac{3 \times 586,1}{300,1}}{\frac{586,1}{300,1}} = 5,62$$

$$K_{Dw} = \frac{24 \times 210 \times 10^9 \times 300,1 \times 10^{-8}}{5,62 \times 4,55} = 591492$$

$$L_D \leq 4 \times 4,55 = 18,2 \text{ m} \text{ seja } L_D = 15 \text{ m}$$

$$l_b = \sqrt{7,2^2 + 4,55^2} = 8,52 \text{ m}$$

$$K_D \geq 1500 \times 591492 \times 15 = 13308570000 \Leftrightarrow \frac{2 \times 210 \times 10^9 \times A_b \times 7,2^2 \times 4,55^2}{8,52^3} \geq 13308570000 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow A_b \geq 182,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{perfil IPE750 (por barra)}$$

Estes são perfis muito robustos, sendo melhor diminuir o espaçamento entre diafragmas de modo a obter perfis mais esbeltos:

$$\text{seja } L_D = 10 \text{ m} \Rightarrow A_b \geq 121,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{perfil IPE550 (por barra)}$$

6.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA AO ELS

Limites das tensões e controlo da fendilhação (secção 5.2.2. e 5.2.3.)

- Viga mista (m=15) → metade da secção

$$y_G = 2,468 \text{ m}$$

$$\psi_{M+} = -\frac{2,468}{4,65 - 2,468} = -1,13 \quad \rightarrow \quad \frac{c}{t} = \frac{4,55}{0,032} = 142 \rightarrow \text{Classe 4}$$

$$\begin{aligned} K_\sigma &= 29,4 & \overline{\lambda}_p &= 1,08 & \rho &= 0,84 \\ b_{eff} &= 1,708 \text{ m} & b_{eff1} &= 0,683 \text{ m} & b_{eff2} &= 1,025 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,431 \text{ m} \quad I_x = 1,9859 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} W_{x1} &= 0,8169 \text{ m}^3 & W_{x2} &= 0,8305 \text{ m}^3 & W_{x3} &= 0,8950 \text{ m}^3 & W_{x4} &= 0,8714 \text{ m}^3 \\ W_{x5} &= 13,071 \text{ m}^3 & W_{x6} &= 11,596 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

5 → fibra inferior da laje de betão

6 → fibra superior da laje de betão

$$\psi_{M-} = -0,88 \quad \rightarrow \quad \frac{c}{t} = \frac{4,55}{0,032} = 142 \rightarrow \text{Classe 4}$$

$$\begin{aligned} K_\sigma &= 23,0 & \overline{\lambda}_p &= 1,26 & \rho &= 0,72 \\ b_{eff} &= 1,750 \text{ m} & b_{eff1} &= 0,700 \text{ m} & b_{eff2} &= 1,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,514 \text{ m} \quad I_x = 2,0380 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} W_{x1} &= 0,8107 \text{ m}^3 & W_{x2} &= 0,8238 \text{ m}^3 & W_{x3} &= 0,9541 \text{ m}^3 & W_{x4} &= 0,9280 \text{ m}^3 \\ W_{x5} &= 13,92 \text{ m}^3 & W_{x6} &= 12,30 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

De seguida, são calculadas as acções que solicitam a viga mista na combinação frequente. Aos momentos obtidos devido a estas acções, deve ser somado metade (apenas se faz o cálculo de meia secção) do momento devido às cargas permanentes na viga metálica.

$$G_{k \text{ asfalto}} = 0,10 \times 6,5 \times 20 = 13 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ v.b.}} = (0,25 \times 0,45 + 1 \times 0,25) \times 25 = 9,1 \text{ kN / m}$$

$$G_{k \text{ guardas}} = 0,80 \text{ kN / m}$$

$$\sum G_k = 22,9 + \frac{146,6}{2} = 96,2 \text{ kN / m}$$

$$N_{cs} = 25 \times 10^{-5} \times \frac{210 \times 10^9}{15} \times 0,29 \times 6,5 = 6598 \text{ kN} \quad (\text{retracção+variações térmicas})$$

$$M_{cs} = N_{cs} \times e = 6598 \times (5,0 - 2,468 - 0,29 / 2) = 15749 \text{ kN.m} \rightarrow \text{aplicado nas extremidades do tabuleiro}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{6598 \times 10^3}{6,5 \times 0,29} = +3,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{parcela a adicionar às tensões no betão}$$

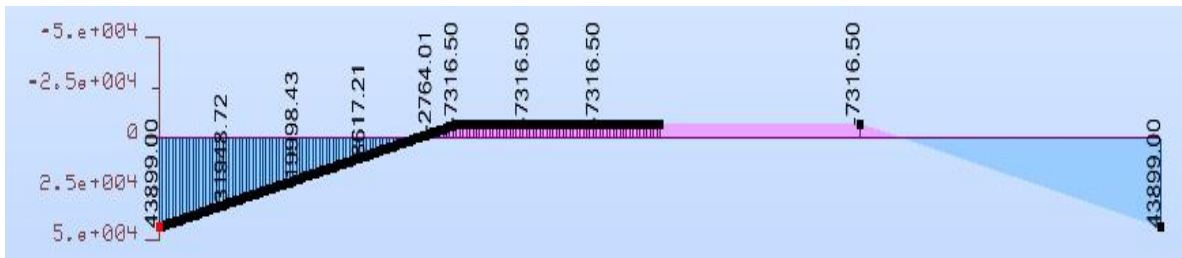


Fig. 6.8. – Momentos no tabuleiro devido à excentricidade da retracção do betão.

Em relação ao veículo-tipo, este deve situar-se sobre a via de circulação mais desfavorável. Considerando 1,30m de largura intransitável (passeio), então a resultante do veículo irá estar situada a 0,30m do eixo da viga metálica (figura 6.9.). O valor da carga deve ser agravado conforme o efeito provocado na viga metálica.

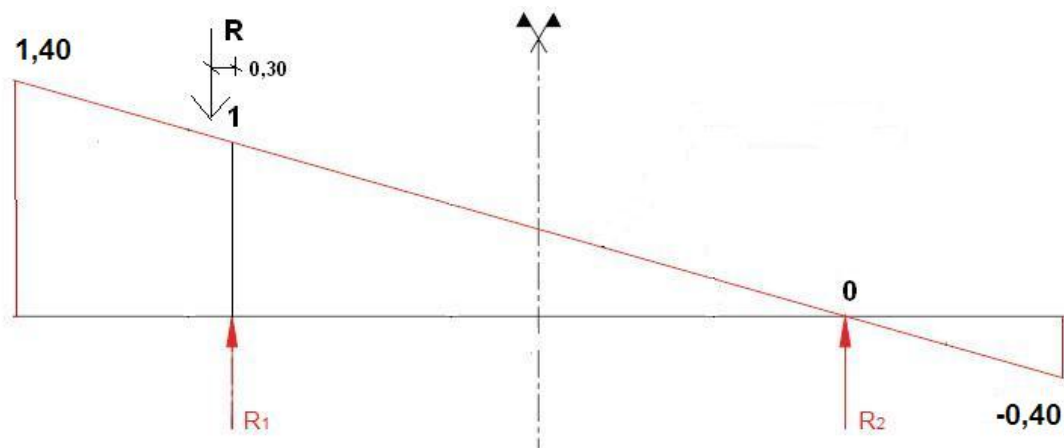


Fig. 6.9. – Linha de influência da reacção na viga metálica à resultante do veículo-tipo.

Veículo-tipo: $3 \times (Q_k = 200 \times 1,04 = 208 \text{ kN})$ afastadas longitudinalmente de 1,5m $\rightarrow$ caso1

Sobrecarga + “faca”: $q_{1k} = 4 \times 6,5 = 26 \text{ kN/m} + q_{2k} = 50 \times 6,5 = 325 \text{ kN} \rightarrow$ caso2

$$\text{Combinação ELS (frequente)} \rightarrow \begin{aligned} &\sum G_k + N_{cs} + 0,4 \times Q_k \text{ (caso1)} \\ &\sum G_k + N_{cs} + 0,4 \times q_k \text{ (caso2)} \end{aligned}$$

É analisada a meia secção mais esforçada pois existem cargas excêntricas. O veículo-tipo e a “faca” são cargas móveis, logo deve ser determinada a envolvente dos esforços correspondentes ao longo do tabuleiro (figura 6.10.). Depois, no cálculo das tensões, apenas é considerado o caso de carga que conduz à situação mais desfavorável.

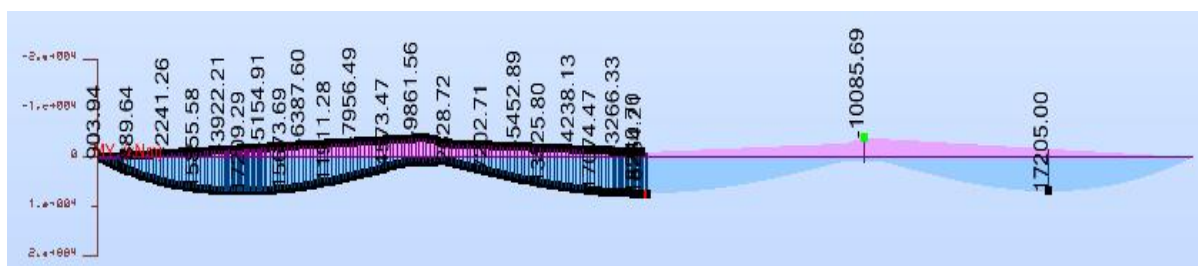


Fig. 6.10. – Diagrama de momentos envolvente devido à passagem do veículo-tipo no tabuleiro.

Para esta combinação e sem a carga de pré-esforço aplicada, as tensões na secção crítica para a fissuração da laje (sobre o primeiro pilar) obtidas foram as seguintes:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= -135,5 \text{ MPa} & \sigma_2 &= -133,4 \text{ MPa} & \sigma_3 &= +101,2 \text{ MPa} & \sigma_4 &= +104,2 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= +10,08 \text{ MPa} & \sigma_6 &= +11,07 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Para a secção de meio vão:

$$\sigma_1 = +76,7 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = +75,4 \text{ MPa} \quad \sigma_3 = -70,0 \text{ MPa} \quad \sigma_4 = -71,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_5 = -4,79 \text{ MPa} \quad \sigma_6 = -5,40 \text{ MPa}$$

A segurança estrutural da viga metálica verifica-se. No entanto, o valor da tensão na fibra extrema da laje de betão é positivo, não se verificando o estado limite de descompressão. Os cordões serão colocados entre $x=65m$ e $x=128m$ e entre $x=185m$ e $x=248m$, pois são as zonas solicitadas por momentos negativos na combinação frequente.

Pré-esforço é aplicado de modo a que na secção sobre o primeiro pilar $\sigma_6 = 0$.

x – distância longitudinal desde o primeiro encontro da ponte a um ponto genérico do tabuleiro

$$\frac{P_\infty}{0,29 \times 6,5} \geq 11,07 \times 10^6 \Leftrightarrow P_\infty = 20900 \text{ kN}$$

Arbitrando um valor conservativo de 25% para perdas totais:

$$P_{\text{máx}} = \frac{20900}{1 - 0,25} = 27867 \text{ kN}$$

$$A_p \geq \frac{27867 \times 10^3}{1860 \times 10^6 \times 0,8} = 187,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 136 \text{ monocordões } 0,6'' \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \text{cabos de 4 cordões // } 0,19$$

No momento da aplicação do pré-esforço, a tensão no betão é de 11,1 MPa, que é um valor abaixo do limite $0,6 \times f_{ck} = 21 \text{ MPa}$.

- Viga mista ($m=18$) → metade da secção

$$y_G = 2,356 \text{ m}$$

$$\psi_{M+} = -1,03 \rightarrow \text{Classe 4}$$

$$K_\sigma = 26,6 \quad \overline{\lambda}_p = 1,17 \quad \rho = 0,77$$

$$b_{\text{eff}} = 1,668 \text{ m} \quad b_{\text{eff}1} = 0,667 \text{ m} \quad b_{\text{eff}2} = 1,001 \text{ m}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,300 \text{ m} \quad I_x = 1,8521 \text{ m}^4$$

$$W_{x1} = 0,8053 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 0,8196 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 0,7880 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 0,7684 \text{ m}^3$$

$$W_{x5} = 13,831 \text{ m}^3 \quad W_{x6} = 12,346 \text{ m}^3$$

$$\psi_{M-} = -0,97 \rightarrow \text{Classe 4}$$

$$K_\sigma = 25,2 \quad \overline{\lambda}_p = 1,20 \quad \rho = 0,75$$

$$b_{eff} = 1,746 \text{ m} \quad b_{eff1} = 0,699 \text{ m} \quad b_{eff2} = 1,048 \text{ m}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,392 \text{ m} \quad I_x = 1,9116 \text{ m}^4$$

$$W_{x1} = 0,7991 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 0,8127 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 0,8466 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 0,8247 \text{ m}^3$$

$$W_{x5} = 14,845 \text{ m}^3 \quad W_{x6} = 13,194 \text{ m}^3$$

As acções nesta combinação têm alterações a nível da retracção e variações térmicas e dos coeficientes de combinação para as sobrecargas, além do pré-esforço calculado na combinação frequente.

$$\sum G_k = 96,2 \text{ kN/m}$$

$$N_{cs} = 25 \times 10^{-5} \times \frac{210 \times 10^9}{18} \times 0,29 \times 6,5 = 5498 \text{ kN} \quad (\text{retracção+variações térmicas})$$

$$M_{cs} = 5498 \times (5,00 - 2,356 - 0,29/2) = 13740 \text{ kN.m} \rightarrow \text{aplicado nas extremidades do tabuleiro}$$

$$\sigma_c = \frac{5498 \times 10^3}{6,5 \times 0,29} = +2,92 \text{ MPa} \rightarrow \text{parcela a adicionar às tensões no betão}$$

$$\text{Combinação ELS (quase-permanente)} \rightarrow \begin{aligned} &\sum G_k + N_{cs} + 0,2 \times Q_k \quad (\text{caso1}) \\ &\sum G_k + N_{cs} + 0,2 \times q_k \quad (\text{caso2}) \end{aligned}$$

O cálculo das tensões nesta combinação deve ser efectuado para duas fases distintas: o momento de transição do comportamento metálico para o misto e o comportamento misto já consolidado. Na primeira fase as tensões da viga metálica devido às cargas permanentes nela aplicadas são somadas às tensões na viga mista resultantes das restantes cargas, através do princípio da sobreposição dos efeitos. Na segunda fase, as tensões resultam da secção mista devido à totalidade das acções quase-permanentes.

As tensões obtidas para a primeira fase na secção sobre o pilar:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= -94,4 \text{ MPa} & \sigma_2 &= -92,3 \text{ MPa} & \sigma_3 &= +137,7 \text{ MPa} & \sigma_4 &= +140,8 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= -7,78 \text{ MPa} & \sigma_6 &= -7,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Na primeira fase para a secção de meio vão:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= +38,2 \text{ MPa} & \sigma_2 &= +37,0 \text{ MPa} & \sigma_3 &= -104,0 \text{ MPa} & \sigma_4 &= -106,0 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= +1,67 \text{ MPa} & \sigma_6 &= +1,60 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Na segunda fase para a secção sobre o pilar:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= -137,5 \text{ MPa} & \sigma_2 &= -135,3 \text{ MPa} & \sigma_3 &= +114,7 \text{ MPa} & \sigma_4 &= +118,0 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= -1,86 \text{ MPa} & \sigma_6 &= -0,99 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Na segunda fase para a secção de meio vão:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= +62,4 \text{ MPa} & \sigma_2 &= +61,2 \text{ MPa} & \sigma_3 &= -79,4 \text{ MPa} & \sigma_4 &= -81,3 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= -1,83 \text{ MPa} & \sigma_6 &= -2,32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Estes resultados permitem concluir que a segurança estrutural para esta combinação está verificada. O outro objectivo seria garantir a não fendilhação da laje, o que também se verifica.

A secção em que a laje está mais comprimida é a $x=65\text{m}$ com o valor de $\sigma_6 = -9,55 \text{ MPa}$ (1ª fase).

∴ O limite para esta combinação de $0,45 \times f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$ não é atingido.

- Viga mista (m=10) → metade da secção

$$y_G = 2,665 \text{ m}$$

$$\psi_{M+} = -1,34 \rightarrow \text{Classe4}$$

$$\begin{aligned}K_\sigma &= 35,9 & \overline{\lambda}_p &= 1,01 & \rho &= 0,90 \\ b_{eff} &= 1,664 \text{ m} & b_{eff1} &= 0,666 \text{ m} & b_{eff2} &= 0,998 \text{ m}\end{aligned}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,646 \text{ m} \quad I_x = 2,2311 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}W_{x1} &= 0,8432 \text{ m}^3 & W_{x2} &= 0,8561 \text{ m}^3 & W_{x3} &= 1,0970 \text{ m}^3 & W_{x4} &= 1,0655 \text{ m}^3 \\ W_{x5} &= 10,655 \text{ m}^3 & W_{x6} &= 9,478 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\psi_{M-} = -0,74 \rightarrow \text{Classe4}$$

$$\begin{aligned}K_\sigma &= 20,0 & \overline{\lambda}_p &= 1,35 & \rho &= 0,67 \\ b_{eff} &= 1,762 \text{ m} & b_{eff1} &= 0,705 \text{ m} & b_{eff2} &= 1,057 \text{ m}\end{aligned}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 2,727 \text{ m} \quad I_x = 2,3589 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}W_{x1} &= 0,8369 \text{ m}^3 & W_{x2} &= 0,8490 \text{ m}^3 & W_{x3} &= 1,2881 \text{ m}^3 & W_{x4} &= 1,2472 \text{ m}^3 \\ W_{x5} &= 12,472 \text{ m}^3 & W_{x6} &= 10,814 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Como a inércia da secção para os momentos negativos difere da inércia para os momentos positivos, esse efeito deve ser considerado na análise de esforços pois a sua distribuição é alterada. Nesta combinação a acção do vento já deve ser considerada:

$$\sum G_k = 96,2 \text{ kN} / m$$

$$N_{cs} = 25 \times 10^{-5} \times \frac{210 \times 10^9}{10} \times 0,29 \times 6,5 = 9896 \text{ kN} \quad (\text{retracção+variações térmicas})$$

$$M_{cs} = 9896 \times (5,00 - 2,665 - 0,29 / 2) = 21672 \text{ kN.m} \rightarrow \text{aplicado nas extremidades do tabuleiro}$$

$$\sigma_c = \frac{9896 \times 10^3}{6,5 \times 0,29} = +5,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{parcela a adicionar às tensões no betão}$$

Vento:

$$h_{\text{méd, pilares}} \approx 20 \text{ m} \Rightarrow w_k = 1,12 \text{ kN} / m^2$$

$$q_{wk} = 1,5 \times 1,12 = 1,68 \text{ kN} / m^2$$

$$F_k = 1,68 \times (5,00 + 2,5) = 12,6 \text{ kN}$$

$$f_{wk} = \frac{3,75 \times 12,6}{7,2} = 6,56 \text{ kN} / m$$

Combinação ELS (característica) $\rightarrow$

$$\sum G_k + N_{cs} + 0,6 \times Q_k + 0,2 \times f_{wk} \quad (\text{caso1})$$

$$\sum G_k + N_{cs} + 0,6 \times q_k + 0,2 \times f_{wk} \quad (\text{caso2})$$

As tensões obtidas para a secção sobre o pilar foram as seguintes:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= -156,6 \text{ MPa} & \sigma_2 &= -154,5 \text{ MPa} & \sigma_3 &= +84,5 \text{ MPa} & \sigma_4 &= +87,6 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= +1,90 \text{ MPa} & \sigma_6 &= +3,40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Para a secção de meio vão:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= +70,4 \text{ MPa} & \sigma_2 &= +69,2 \text{ MPa} & \sigma_3 &= -66,9 \text{ MPa} & \sigma_4 &= -68,7 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= -2,16 \text{ MPa} & \sigma_6 &= -3,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

A verificação das tensões em termos de segurança estrutural cumpre-se. A secção em que a laje está mais comprimida é a correspondente a $x=128\text{m}$ com o valor de $\sigma_6 = -9,26 \text{ MPa}$.

$\therefore$ O limite para esta combinação de $0,6 \times f_{ck}$ não é atingido.

Estado limite de deformação (secção 5.2.4.)

- Flechas

$$\delta_{máx} = \frac{(120 + 40)}{2000} = 8,0 \text{ cm}$$

A flecha é verificada na combinação quase-permanente de acções, que pode ser considerada como um somatório de várias parcelas de carga. A flecha a meio do vão central obtida para o caso da viga metálica sujeita às acções permanentes, antes do comportamento misto, foi a seguinte:

$$\delta_{v.m. \text{ perm}} = 19,8 \text{ cm}$$

A flecha a meio do vão central na viga mista solicitada pelas restantes cargas permanentes:

$$\delta_{m=18 \text{ perm}} = 1,1 \text{ cm} \rightarrow \text{contra-flecha de projecto} = 19,8 + 1,1 = 20,9 \text{ cm} \rightarrow 21 \text{ cm}$$

A flecha da viga mista para as sobrecargas da combinação quase-permanente:

$$\delta_{m=18 \text{ sobre}} = 0,5 \text{ cm} \leq 8 \text{ cm} \text{ OK!}$$

- Vibrações

Para a combinação quase-permanente (viga mista m=18):

$$\delta_e = 0,125 \text{ mm} \rightarrow d = 2 \times 0,125 \times (1,4 - 1) = 0,10 \text{ mm}$$

$$m = \int \left(\frac{G_k + 0,2 \times q_k}{g} \right) dx = 6327200 \text{ kg} \rightarrow \text{para todo o comprimento da ponte}$$

$$f = \frac{\pi}{2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1,8521}{6327200 \times (0,7 \times 120)^2}} = 4,64 \text{ Hz}$$

Analisando o gráfico da figura 5.29.:

$$d_{máx} \approx 0,15 \text{ mm} \geq d \text{ OK!}$$

6.5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA AO ELU**Resistência à flexão (secção 5.1.2.)**

Em estado limite último, a viga mista tem um coeficiente m=6 e o cálculo das tensões para a verificação de segurança segue o mesmo procedimento que foi utilizado para os ELS. Essa verificação é efectuada apenas para as acções verticais porque a inércia do tabuleiro em relação ao seu eixo baricêntrico vertical ser muito superior e os diafragmas transversais acautelarem os efeitos de torção. Este facto leva a que os esforços de flexão horizontal no tabuleiro devido a acções como vento e sismos sejam desprezáveis. Esses efeitos manifestam-se de modo considerável apenas nos pilares.

- Viga mista (m=6) → metade da secção

$$y_G = 3,150 \text{ m}$$

$$\psi_{M+} = -2,10 \rightarrow \text{Classe3}$$

$$I_x = 2,7574 \text{ m}^4$$

$$W_{x1} = 0,8764 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 0,8877 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 1,8338 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 1,7634 \text{ m}^3$$

$$W_{x5} = 10,580 \text{ m}^3 \quad W_{x6} = 8,925 \text{ m}^3$$

$$\psi_{M-} = -0,48 \rightarrow \text{Classe4}$$

$$K_\sigma = 15,0 \quad \overline{\lambda}_p = 1,56 \quad \rho = 0,58$$

$$b_{eff} = 1,817 \text{ m} \quad b_{eff1} = 0,727 \text{ m} \quad b_{eff2} = 1,090 \text{ m}$$

Calculando, agora, as características da secção efectiva:

$$y_G = 3,241 \text{ m} \quad I_x = 2,8226 \text{ m}^4$$

$$W_{x1} = 0,8709 \text{ m}^3 \quad W_{x2} = 0,8817 \text{ m}^3 \quad W_{x3} = 2,0036 \text{ m}^3 \quad W_{x4} = 1,6049 \text{ m}^3$$

$$W_{x5} = 9,629 \text{ m}^3 \quad W_{x6} = 9,629 \text{ m}^3$$

As acções actuantes são as seguintes:

$$\sum G_k = 96,2 \text{ kN / m}$$

$$N_{cs} = 25 \times 10^{-5} \times \frac{210 \times 10^9}{6} \times 0,29 \times 6,5 = 16494 \text{ kN} \quad (\text{retracção+variações térmicas})$$

$$M_{cs} = 16494 \times (5,00 - 3,150 - 0,29 / 2) = 28122 \text{ kN.m} \rightarrow \text{aplicado nas extremidades do tabuleiro}$$

$$\sigma_c = \frac{16494 \times 10^3}{6,5 \times 0,29} = +8,75 \text{ MPa} \rightarrow \text{parcela a adicionar às tensões no betão}$$

$$\text{Vento:} \quad f_{wk} = \frac{3,75 \times 12,6}{7,2} = 6,56 \text{ kN / m}$$

$$\text{Combinação ELU} \rightarrow 1,35 \times (\sum G_k + N_{cs}) + 1,5 \times (Q_k + 0,4 \times f_{wk}) \quad (\text{caso1})$$

$$1,35 \times (\sum G_k + N_{cs}) + 1,5 \times (q_k + 0,4 \times f_{wk}) \quad (\text{caso2})$$

As tensões obtidas para a secção sobre o pilar foram as seguintes:

$$\sigma_1 = -281,1 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = -277,8 \text{ MPa} \quad \sigma_3 = +100,4 \text{ MPa} \quad \sigma_4 = +129,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_5 = +17,8 \text{ MPa} \quad \sigma_6 = +17,8 \text{ MPa}$$

Para a secção de meio vão:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= +143,1 \text{ MPa} & \sigma_2 &= +141,1 \text{ MPa} & \sigma_3 &= -91,0 \text{ MPa} & \sigma_4 &= -93,9 \text{ MPa} \\ \sigma_5 &= -7,80 \text{ MPa} & \sigma_6 &= -10,23 \text{ MPa} \end{aligned}$$

A segurança do tabuleiro verifica-se para o ELU. O próximo passo consiste em dimensionar as armaduras passivas para a secção sobre o pilar. O processo baseia-se em considerar que a força actuante na laje deve ser passada para a armadura, ou seja:

$$F_c = 17,8 \times 10^6 \times 6,5 \times 0,29 = 33553 \text{ kN}$$

$$F_s = F_c \Leftrightarrow A_s \times \frac{500 \times 10^6}{1,15} = 33553 \text{ kN} \Leftrightarrow A_s = 771,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{ face superior}} = \frac{2}{3} \times 771,8 = 514,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 25 // 0,06 \text{ entre } x=60\text{m e } x=120\text{m e entre } x=185\text{m e } x=248\text{m}$$

$$A_{s, \text{ face inferior}} = \frac{1}{3} \times 771,8 = 257,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 16 // 0,05 \text{ entre } x=60\text{m e } x=120\text{m e entre } x=185\text{m e } x=248\text{m}$$

Nas restantes zonas aplica-se a armadura de distribuição que resulta do dimensionamento da laje.

Resistência ao corte (secção 5.1.3.)

A resistência ao corte da secção mista em ELU é condicionada pela encurvadura por corte (enfundamento) da alma da viga metálica. Aquando da verificação da viga metálica ao ELU foi obtido esse valor:

$$V_{Rd} = V_{b,Rd} = 32350 \text{ kN}$$

Da análise estrutural em ELU resultou o seguinte valor:

$$V_{sd} = 2 \times 8582 = 17164 \text{ kN} \leq V_{Rd} \quad \text{OK!} \quad \rightarrow \quad \text{existe interacção flexão/corte}$$

$$\rho = \left(\frac{2 \times 17164}{32350} - 1 \right)^2 = 0,004 \Rightarrow \text{desprezável}$$

- Alma

Mantém-se, então, o espaçamento longitudinal das nervuras verticais de 5m. Não são necessárias nervuras horizontais. O dimensionamento das nervuras verticais intermédias tem o seguinte procedimento:

$$I \text{ (cm}^4\text{)} \geq 1,5 \times \left(\frac{455}{50}\right)^4 = 10286 \text{ cm}^4$$

seja $t = 2 \text{ cm}$ e $d = 30 \text{ cm}$

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{2}{3} \times \left(30 + \frac{3,2}{2}\right)^3 - \frac{2}{3} \times \left(\frac{3,2}{2}\right)^3 = 21034 \text{ cm}^4 \quad \text{OK!}$$

→ apenas são colocadas nervuras na face interior da alma do caixão

A nervura nos apoios:

$$A = 30 \times 0,032 \times 0,032 + 0,30 \times 0,02 = 0,03672 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,30^3 \times 0,02}{12} + \frac{0,032^3 \times 30 \times 0,032}{12} = 4762 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{4762 \times 10^{-8}}{0,03672}} = 3,60 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{4,55}{0,036} = 126,4$$

$$\sigma_p = 0,8 \times \frac{355}{1,1} = 258,2 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9}{258,2 \times 10^6}} = 89,6$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9}{1,8 \times 126,4^2} = 72,1 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad N_{Rd} = 72,1 \times 10^6 \times 0,03672 = 2647,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} \leq N_{sd} = 8582 \text{ kN} \quad \text{KO!}$$

seja $t = 6 \text{ cm}$ e $d = 35 \text{ cm}$

$$A = 0,05172 \text{ m}^2 \quad I = 21700 \text{ cm}^4$$

$$r = 6,48 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \lambda = 70,2$$

$$\sigma_{Rd} = \left(\frac{355}{1,1} + \frac{20 \times 355}{1,8 \times 1,1 \times (89,6 - 20)} \right) - \left(\frac{355}{1,8 \times 1,1 \times (89,6 - 20)} \right) \times 74,1 = 173,8 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = 8989 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad N_{Rd} \geq N_{sd} = 8582 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

▪ Banzo inferior

Verificação do enfunamento do banzo inferior do caixão (tensões tangenciais devido à torção da viga são desprezadas):

$$\frac{0,04}{7,2 + 0,032} = 0,0055 > 0,014 \quad \text{KO!} \quad \rightarrow \quad \text{necessário proceder à verificação}$$

Determinação do espaçamento das nervuras transversais no banzo:

$$a \leq 0,5 \times 7,2 + 100 \times 0,04 = 7,60 \text{ m} \Rightarrow a = 7,00 \text{ m}$$

Dimensionamento das nervuras transversais:

$$I \text{ (cm}^4\text{)} \geq 1,5 \times \left(\frac{720}{50} \right)^4 = 64497 \text{ cm}^4$$

seja $t = 4 \text{ cm}$ e $d = 40 \text{ cm}$

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{3}{3} \times \left(40 + \frac{4}{2} \right)^3 - \frac{3}{3} \times \left(\frac{4}{2} \right)^3 = 74080 \text{ cm}^4 \quad \text{OK!}$$

→ apenas são colocadas nervuras na face interior da alma do caixão

Determinação do espaçamento das nervuras longitudinais no banzo:

$$\sigma_{v.m. \text{ perm}} = -316 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = -316 \text{ MPa}$$

$$L = 7,2 \text{ m}$$

$$\sigma_E = 186185 \times \left(\frac{0,04}{7,2} \right)^2 = 5,75 \text{ MPa} \quad k_\sigma = 4$$

$$\sigma_{Rd} = 4 \times 5,75 = 23,0 \text{ MPa} \leq \sigma_{sd} \quad \text{KO!}$$

seja $L = 1,80 \text{ m}$

$$\sigma_E = 91,9 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{Rd} = 4 \times 91,9 = 367,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{sd} \quad \text{OK!}$$

Dimensionamento das nervuras longitudinais:

$$\alpha = \frac{1,80}{7,2} = 0,25$$

$$I \geq 720 \times 4^3 \times (2,4 \times 0,25^2 - 0,13) = 922 \text{ cm}^4$$

seja $t = 2 \text{ cm}$ e $d = 10 \text{ cm}$

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{2}{3} \times \left(10 + \frac{4}{2} \right)^3 - \frac{2}{3} \times \left(\frac{4}{2} \right)^3 = 1147 \text{ cm}^4 \quad \text{OK!}$$

→ apenas são colocadas nervuras na face interior do banzo do caixão

Resistência ao bambeamento (secção 5.1.5.)

A resistência está assegurada pelos perfis transversais dimensionados na verificação da viga metálica ao ELU.

Dimensionamento da laje de betão (secção 5.1.6.)

- Consola

$$L_1 = 2,25 + 0,30 = 2,55 \text{ m} \quad L_2 = 2,90 - 2,55 = 0,35 \text{ m}$$

$$g_{k, \text{guarda}} = 0,80 \text{ kN / m}$$

$$g_{k \text{ v.b.}} = 9,1 \text{ kN / m}$$

$$g_{k \text{ asfalto}} = 0,10 \times 20 = 2 \text{ kN / m}^2$$

$$g_{k \text{ laje}} = 0,29 \times 25 = 7,25 \text{ kN / m}^2$$

$$M_{gk} = -(0,8 + 9,1) \times (2,90 - 0,50) - 2 \times \frac{1,65^2}{2} + 6,5 \times \frac{2,90^2}{2} = -53,8 \text{ kN.m / m}$$

$$b_y = 0,20 + 2 \times \left(0,10 + \frac{0,29}{2} \right) = 0,69 \text{ m}$$

$$b_y \leq 0,4 \times 2,90 = 1,16 \text{ m OK!} \quad \text{para o corte}$$

$$b_y \leq 0,8 \times 2,90 = 2,32 \text{ m OK!} \quad \text{para a flexão}$$

$$b_1 = 0,3 \times 0,35 = 0,105 \text{ m} \quad \text{para o corte}$$

$$b_1 = 1,5 \times 0,35 = 0,525 \text{ m} \quad \text{para a flexão em zonas intermédias}$$

$$b_1 = 0,75 \times 0,35 = 0,263 \text{ m} \quad \text{para a flexão nas zonas de apoio}$$

$$b_m = 0,69 + 0,105 = 0,80 \text{ m} \quad \text{para o corte}$$

$$b_m = 0,69 + 0,525 = 1,22 \text{ m} \quad \text{para a flexão em zonas intermédias}$$

$$b_m = 0,69 + 0,263 = 0,95 \text{ m} \quad \text{para a flexão nas zonas de apoio}$$

$$V_{roda} = -\frac{100}{0,80} = -125,0 \text{ kN}$$

$$M_{roda} = -\frac{100 \times 0,35}{0,95} = -36,9 \text{ kN.m / m} \quad \text{para todo o tabuleiro}$$

$$V_{sd} = -1,35 \times (0,8 + 9,1 + 2 \times 1,65 + 7,25 \times 2,90) - 1,5 \times 125 = -233,7 \text{ kN / m}$$

$$M_{sd} = -1,35 \times 53,8 - 1,5 \times 36,9 = -128,0 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento das armaduras por ábacos de cálculo [37], considerando uma distância da face da laje ao eixo das armaduras de 3cm:

$$\mu = \frac{128,0 \times 10^3 \times 1,5}{1 \times 0,32^2 \times 35 \times 10^6} = 0,054 \quad \rightarrow \quad \omega = 0,057$$

$$A_{sl} = \frac{0,057 \times 1 \times 0,32 \times 35 \times 1,15}{1,5 \times 500} = 9,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,10 \Rightarrow 11,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_d = 0,20 \times 11,3 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificando a resistência ao corte:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1,79 \quad \rho_l = \frac{11,3 \times 10^{-4}}{1 \times 0,32} = 0,00353$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,79 \times (100 \times 0,00353 \times 35)^{1/3} \times 1000 \times 0,32 = 158,9 \text{ kN}$$

$$0,12 \times 1,79 \times (100 \times 0,00353 \times 35)^{1/3} = 0,497 \geq 0,035 \times 1,79^{1,5} \times \sqrt{35} = 0,496 \text{ OK!}$$

$$V_{Rd,c} \leq V_{sd} \text{ KO!} \rightarrow \text{necessário aplicar factor de redução de apoio directo}$$

$$a_v = 0,05 \text{ m} \quad \beta = \frac{0,05}{2 \times 0,32} = 0,25$$

$$V_{sd,red} = -1,35 \times (0,8 + 9,1 + 2 \times 1,65 + 7,25 \times 2,90) - 1,5 \times 125 \times 0,25 = -93,1 \text{ kN} / \text{m}$$

$$V_{sd,red} = 93,1 \text{ kN} \leq V_{Rd} \text{ OK!}$$

$$233,7 \leq 0,5 \times 0,32 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) \times \frac{35 \times 10^3}{1,5} = 1926,4 \text{ OK!}$$

▪ Vão

$$M_{g,sd} = -53,8 \times 1,35 + \frac{1,35 \times (2 + 7,25) \times 7,2^2}{8} = +8,30 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Para a 1ª roda:

$$x = 2,6 \text{ m} \quad b_1 = 2,5 \times 2,6 \times \left(1 - \frac{2,6}{7,2}\right) = 4,15 \text{ m}$$

$$b_m = 0,69 + 4,15 = 1,50 \text{ m}$$

$$M_{Q1} = \frac{100 \times 2,6 \times 2,6}{7,2 \times 1,50} = 62,6 \text{ kN.m/m}$$

Para a 2ª roda:

$$x = 5,6 \text{ m} \quad b_1 = 2,5 \times 5,6 \times \left(1 - \frac{5,6}{7,2}\right) = 3,11 \text{ m}$$

$$b_m = 0,69 + 3,11 = 1,50 \text{ m}$$

$$M_{Q2} = \frac{100 \times 1,6 \times 2,6}{7,2 \times 1,50} = 38,5 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{sd} = 8,30 + 1,5 \times (62,6 + 38,5) = 160,0 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{160,0 \times 10^3 \times 1,5}{1 \times 0,25^2 \times 35 \times 10^6} = 0,11 \quad \rightarrow \quad \omega = 0,123$$

$$A_{sl} = \frac{0,123 \times 1 \times 0,25 \times 35 \times 1,15}{1,5 \times 500} = 16,51 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,12$$

$$A_d = 0,20 \times 16,51 = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 10 // 0,23$$

→ a disposição e as regras de dispensa das armaduras na laje são as que se encontram representadas na figura 5.23.

Verificando a resistência ao corte:

$$V_{sd, distribuidas} = \frac{1,35 \times (2 + 7,25) \times 7,2}{2} = 45,0 \text{ kN}$$

1ª roda

$$b_1 = 0,5 \times 0,30 = 0,15 \text{ m} \quad b_m = 0,69 + 0,15 = 0,84 \text{ m}$$

$$V_{Q1} = \frac{100 \times (4,9 + 2)}{7,2 \times 0,84} = 114,1 \text{ kN}$$

2ª roda

$$b_1 = 0,5 \times 2,30 = 1,15 \text{ m} \quad b_m = 0,69 + 1,15 = 1,50 \text{ m}$$

$$V_{Q2} = \frac{100 \times 4,9}{7,2 \times 1,50} = 45,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 45,0 + 1,5 \times (114,1 + 45,4) = 284,3 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1,79 \quad \rho_l = \frac{11,3 \times 10^{-4}}{1 \times 0,32} = 0,00353$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,79 \times (100 \times 0,00353 \times 35)^{1/3} \times 1000 \times 0,32 = 158,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \leq V_{sd} \text{ KO!} \rightarrow \text{necessário aplicar factor de redução de apoio directo}$$

$$a_v = 0,30 \text{ m} \quad \beta = \frac{0,5 \times 0,32}{2 \times 0,32} = 0,25$$

$$V_{sd,red} = 45,0 + 1,5 \times (114,1 \times 0,25 + 45,4) = 155,9 \text{ kN}$$

$$V_{sd,red} = 155,9 \text{ kN} \leq V_{Rd} \text{ OK!}$$

$$284,3 \leq 0,5 \times 0,32 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) \times \frac{35 \times 10^3}{1,5} = 1926,4 \text{ OK!}$$

6.6. DIMENSIONAMENTO DE CONECTORES

Neste exemplo prático, serão dimensionados os conectores para o primeiro troço considerado do tabuleiro. Os troços são vários e o processo repete-se em todos eles de forma semelhante. A única diferença reside no facto de os troços iniciais terem o seu esforço rasante diminuído devido ao efeito de retracção e variações térmicas.

$$\text{seja } L = b_{eff} = 13 \text{ m}$$

$$x = 0 \rightarrow V_{sd} = 4205,4 \text{ kN (para metade da secção)}$$

$$S = \frac{6,5 \times 0,29 \times (5,0 - 0,145 - 3,150)}{6} = 0,5357 \text{ m}^3$$

$$r_{sd} = \frac{4205,4 \times 0,5357}{2,7574} = 817,0 \text{ kN / m}$$

Neste caso, o efeito de retracção e variações térmicas estará todo localizado no primeiro troço:

$$Q = \frac{\frac{210 \times 10^9}{6} \times 25 \times 10^{-5}}{\frac{1}{13 \times 0,29} + \frac{1}{6 \times 0,65848} + \frac{(5,00 - 0,145 - 1,580)^2}{\frac{0,29^3 \times 13}{12} + 6 \times 1,8241}} = 5849 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 817,0 \times 10 - \left(\frac{5849}{2} - \frac{5849}{13} \times \frac{1}{13} \times (13 - 10) \right) = 5351 \text{ kN}$$

Definição das dimensões dos conectores:

$$\begin{array}{lll} d = 16 \text{ mm} & h_{sc} = 120 \text{ mm} & h' = 20 \text{ mm} \\ h = 100 \text{ mm} & c = 180 \text{ mm} & D = 50 \text{ mm} \end{array}$$

Cálculo da resistência do conector:

$$P_{Rd1} = \frac{0,8}{1,25} \times 510 \times 10^3 \times \left(\frac{\pi \times 0,016^2}{4} \right) = 65,6 \text{ kN}$$

$$\frac{0,12}{0,016} = 7,5 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29}{1,25} \times 1 \times 0,016^2 \times \sqrt{35 \times 10^6 \times 34 \times 10^9} = 64,7 \text{ kN}$$

$$n_c = \frac{5351}{64,7} = 84 \text{ conectores}$$

Disposições construtivas:

$$s_l \geq 5 \times 0,016 = 0,08 \text{ m}$$

$$s_l \leq 4 \times 0,30 = 1,20 \text{ m} \quad \rightarrow \quad s_l = 0,23 \text{ m}$$

$$s_l \leq 0,80 \text{ m}$$

$$s_t \geq 2,5 \times 0,016 = 0,04 \text{ m} \quad \rightarrow \quad s_t = 0,20 \text{ m}$$

$\rightarrow$ duas fiadas de 42 conectores no primeiro troço

Verificação da rotura por corte da laje devido à conexão:

Modo de rotura 1

$$v_{sd} = \frac{\frac{82}{10} \times 64,7}{2} = 265,3 \text{ kN / m}$$

$$A_{cv} = 0,29 \times 1 = 0,29 \text{ m}^2 \quad A_e = 11,3 + \frac{16,51}{2} = 19,56 \text{ cm}^2 \quad \tau_{Rd} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd1} = 2,5 \times 0,29 \times 0,37 \times 10^3 + 19,56 \times 10^{-4} \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} = 1119 \text{ kN / m}$$

$$v_{Rd2} = 0,2 \times 0,29 \times \frac{35 \times 10^3}{1,5} = 1353 \text{ kN / m}$$

$$v_{Rd} = 1119 \text{ kN / m} \geq v_{sd} \text{ OK!}$$

Modo de rotura 2

$$v_{sd} = \frac{\frac{82}{10} \times 64,7}{1} = 531 \text{ kN / m}$$

$$A_{cv} = (0,12 \times 2 + 0,20 + 0,05) \times 1 = 0,49 \text{ m}^2 \quad A_e = \frac{16,51}{2} = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$v_{Rd1} = 2,5 \times 0,49 \times 0,37 \times 10^3 + 8,3 \times 10^{-4} \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} = 489,4 \text{ kN / m}$$

$$v_{Rd2} = 0,2 \times 0,49 \times \frac{35 \times 10^3}{1,5} = 2286,6 \text{ kN / m}$$

$$v_{Rd} = 489,4 \text{ kN / m} \leq v_{sd} \text{ KO!}$$

→ aumentar distância transversal entre conectores para $s_t = 0,35 \text{ m}$

$$A_{cv} = (0,12 \times 2 + 0,35 + 0,05) \times 1 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$v_{Rd1} = 2,5 \times 0,64 \times 0,37 \times 10^3 + 8,3 \times 10^{-4} \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} = 628 \text{ kN / m}$$

$$v_{Rd} = 628 \text{ kN / m} \geq v_{sd} \text{ OK!}$$

O dimensionamento dos conectores nos restantes troços do tabuleiro iria seguir o mesmo procedimento. Apenas iria variar o esforço rasante actuante R_{sd} .

6.7. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

Ligações aparafusadas (secção 5.4.1.)

Neste exemplo prático, será dimensionada uma eventual ligação entre vigas metálicas a meio do vão central do tabuleiro. O comprimento de cada troço e que vai definir o número e a posição das ligações, depende do comprimento de chapa pré-fabricada possível de ser fornecido pelo fabricante e capaz de ser instalado na obra. Os troços a ligar são vários e o processo repete-se em todas as ligações de forma semelhante. A única diferença reside no valor dos esforços actuantes. Para as ligações serão adoptados parafusos da classe 8.8. (categoria C).

▪ Ligação entre banzos superiores

Considerando que a ligação será realizada por duas chapas:

$$N_{sd} = \left(\frac{-91,0 - 93,9}{2} \right) \times 10^3 \times \frac{0,65 \times 0,06}{2} = -1803 \text{ kN}$$

$$1803 = \frac{A_{chapa} \times 355 \times 10^3}{1,1} \Leftrightarrow A_{chapa} = 0,005587 \text{ m}^2$$

Considerando que a largura de cada chapa será igual à largura do banzo superior:

$$t_{chapa} = \frac{0,005587}{0,65} = 0,0086 \text{ m} \Rightarrow 1,0 \text{ cm}$$

$$\sqrt{40 \times \left(\frac{10}{1 - 0,3} - 1 \right)} < d_{parafuso} < \sqrt{40 \times \left(\frac{10}{1 + 0,3} - 1 \right)} \Leftrightarrow 23,1 < d_{parafuso} < 16,4 \text{ mm} \Rightarrow M 20$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Limites para as dimensões de cada chapa:

$$1,2 \times 0,022 \leq e_1 \leq 4 \times 0,01 + 0,04 \Leftrightarrow 0,0264 \leq e_1 \leq 0,08 \text{ m}$$

$$0,0264 \leq e_2 \leq 0,08 \text{ m}$$

$$2,2 \times 0,022 \leq p_1 \leq \min\{14 \times 0,01; 0,20\} \Leftrightarrow 0,0484 \leq p_1 \leq 0,14 \text{ m}$$

$$0,0528 \leq p_2 \leq 0,14 \text{ m}$$

Determinação do número de parafusos e definição das dimensões das chapas:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^3 \times 244,8 \times 10^{-6}}{1,25} = 94,0 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{0,0264}{3 \times 0,022}; \frac{0,0484}{3 \times 0,022}; 1 \right\} = 0,4$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,4 \times 510 \times 10^3 \times 0,022 \times 0,01}{1,25} = 89,8 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 0,7 \times 800 \times 10^3 \times 244,8 \times 10^{-6}}{1,25} = 32,9 \text{ kN}$$

$$n_{parafusos} = \frac{1803}{32,9} = 27,6 \Rightarrow 56 \text{ parafusos}$$

$$\begin{aligned} \text{seja} \quad e_1 &= 0,05 \text{ m} & p_1 &= 0,05 \text{ m} \\ e_2 &= 0,05 \text{ m} & p_2 &= 0,10 \text{ m} \end{aligned}$$

→ 4 fiadas transversais de 14 parafusos cada

- Ligação entre banzos inferiores

Considerando que a ligação será realizada por duas chapas:

$$N_{sd} = \left(\frac{143,1 + 141,1}{2} \right) \times 10^3 \times \frac{7,2 \times 0,04}{2} = 20463 \text{ kN}$$

$$20463 = \frac{A_{chapa} \times 355 \times 10^3}{1,1} \Leftrightarrow A_{chapa} = 0,06341 \text{ m}^2$$

Considerando que a largura de cada chapa será igual à largura do banzo inferior:

$$t_{chapa} = \frac{0,06341}{7,2} = 0,0088 \text{ m} \Rightarrow 2,0 \text{ cm}$$

$$24,0 < d_{parafuso} < 33,2 \text{ mm} \Rightarrow M33 \quad d_0 = 36 \text{ mm}$$

Limites para as dimensões de cada chapa:

$$0,0432 \leq e_1 \leq 0,12 \text{ m}$$

$$0,0432 \leq e_2 \leq 0,12 \text{ m}$$

$$0,0792 \leq p_1 \leq 0,20 \text{ m}$$

$$0,0864 \leq p_2 \leq 0,20 \text{ m}$$

Determinação do número de parafusos e definição das dimensões das chapas:

$$F_{v,Rd} = 266,3 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0,4 \quad F_{b,Rd} = 269,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = 93,2 \text{ kN}$$

$$n_{parafusos} = \frac{20463}{93,2} = 219,6 \Rightarrow 220 \text{ parafusos}$$

$$\begin{aligned} \text{seja} \quad e_1 &= 0,05 \text{ m} & p_1 &= 0,10 \text{ m} \\ e_2 &= 0,05 \text{ m} & p_2 &= 0,10 \text{ m} \end{aligned}$$

→ 4 fiadas transversais de 55 parafusos cada

$$A_{net} = (7,2 - 55 \times 0,036) \times 0,02 = 0,1044 \text{ m}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 0,1044 \times 510 \times 10^3}{1,25} = 38336 \text{ kN} \geq N_{sd} \text{ OK!}$$

- Ligação entre almas

Considerando que a ligação se faz por intermédio de duas chapas:

$$V_{sd} = \frac{444,7}{2} = 222,4 \text{ kN}$$

$$N_{as} = -\frac{91,0 \times 10^3}{2} \times \frac{0,032}{2} \times (4,65 - 0,06 - 3,150) = -1049 \text{ kN}$$

$$N_{ai} = +\frac{141,1 \times 10^3}{2} \times \frac{0,032}{2} \times (3,150 - 0,04) = +3511 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3511 - 1049 = +2462 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1049 \times \left(\frac{4,55}{2} - \frac{(4,65 - 0,06 - 3,150)}{3} \right) + 3511 \times \left(\frac{4,55}{2} - \frac{(3,150 - 0,04)}{3} \right) = 6231 \text{ kN.m}$$

Determinação do número de fiadas na direcção y com base numa folha de cálculo automático, admitindo duas fiadas na direcção x. Adoptam-se parafusos M33 espaçados de 0,10m na direcção y e 0,20m na direcção x.

$$\text{seja } n_x = 28$$

$$I_p = \frac{56}{12} \times [(2^2 - 1) \times 0,20^2 + (28^2 - 1) \times 0,10^2] = 37,1$$

$$x_I = \frac{-2462 \times 37,1}{56 \times 6231} = -0,262 \text{ m}$$

$$y_I = \frac{-222,4 \times 37,1}{56 \times 6231} = -0,023 \text{ m}$$

$$\overline{p}_{i,máx} = \sqrt{(0,10 + 0,262)^2 + (1,35 + 0,023)^2} = 1,420$$

$$F_{v,sd,máx} = \frac{6231}{37,1} \times 1,420 = 238,6 \text{ kN} \geq F_{Rd} = 266,3 \text{ kN} \text{ OK!}$$

$$\text{seja } t_{chapa} = 0,02 \text{ m}$$

$$24,0 < d_{\text{parafuso}} < 33,2 \text{ mm} \Rightarrow M33 \text{ OK!}$$

$$F_{b,Rd} = 269,2 \text{ kN OK!}$$

Ligações soldadas (secção 5.4.2.)

O cordão de soldadura e ligação das chapas da viga metálica tem dimensões constantes ao longo da ponte, sendo apenas necessário determinar a suas dimensões para o esforço rasante máximo em causa. Esse valor depende do máximo esforço transversal actuante, que ocorre na secção sobre o pilar. A ligação do banzo superior é realizada com 2 cordões, enquanto que a do banzo inferior é com apenas 1 cordão.

- Banzo superior

$$V_{sd} = 8581,4 \text{ kN}$$

$$S = \frac{0,29 \times 6,5 \times (5,0 - 0,145 - 3,241)}{6} + 0,65 \times 0,06 \times (4,65 - 0,03 - 3,241) = 0,5609 \text{ m}^3$$

$$r_{sd} = \frac{8581,4 \times 0,5609}{2 \times 2,8226} = 852,6 \text{ kN / m} \quad \beta_w = 0,9$$

$$a \geq \frac{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9 \times 852,6}{2 \times 510 \times 10^3} = 1,7 \text{ mm} \Rightarrow a = 3 \text{ mm}$$

- Banzo inferior

$$V_{sd} = 8581,4 \text{ kN}$$

$$S = 7,2 \times 0,04 \times (3,241 - 0,02) = 0,9277 \text{ m}^3$$

$$r_{sd} = \frac{8581,4 \times 0,9277}{2,8226} = 2821 \text{ kN / m} \quad \beta_w = 0,9$$

$$a \geq \frac{1,25 \times \sqrt{3} \times 0,9 \times 2821}{2 \times 510 \times 10^3} = 5,4 \text{ mm} \Rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

6.8. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FADIGA

Caso de carga:

Veículo-tipo: $3 \times (Q_k = 1,04 \times 1,2 \times 65 = 81,1 \text{ kN})$ afastadas longitudinalmente de 1,5m

▪ Viga metálica

$$\Delta\sigma_{RF} = \frac{112}{1,35} = 82,90 \text{ MPa}$$

A variação de tensão máxima obtida foi na secção de meio vão com o seguinte valor:

$$\Delta\sigma_4 = -6,15 \text{ MPa} \leq 82,9 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

▪ Soldaduras

$$\Delta\tau_{RF} = \frac{100}{1,35} = 74,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta V_{sd} = 239,6 \text{ kN}$$

$$S_{\text{banzo inferior}} = 0,04 \times 7,2 \times (2,391 - 0,02) = 0,6829 \text{ m}^3$$

$$S_{\text{banzo superior}} = 0,06 \times 0,65 \times (4,65 - 0,03 - 2,391) + \frac{0,29 \times 6,5 \times (5,0 - 0,145 - 2,391)}{18} \\ = 0,345 \text{ m}^3$$

A variação de esforço rasante máxima estará na soldadura do banzo inferior:

$$\Delta r_{sd} = \frac{239,6 \times 0,6829}{2 \times 1,9116} = 42,8 \text{ kN / m}$$

$$\Delta\tau_{sd} = \frac{42,8 \times 10^3}{0,032} = 1,34 \text{ MPa} \leq 74,1 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

▪ Conectores

$$\Delta\tau_{RF} = \frac{80}{1,35} = 59,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta V_{sd} = 239,6 \text{ kN}$$

$$S_{\text{banzo superior}} = \frac{0,29 \times 6,5 \times (5,0 - 0,145 - 2,391)}{18} = 0,2580 \text{ m}^3$$

$$\Delta r_{sd} = \frac{239,6 \times 0,2580}{1,9116} = 32,3 \text{ kN / m}$$

$$\Delta\tau_{sd} = \frac{32,3 \times 10^3}{0,65} = 0,050 \text{ MPa} <<<<< \text{OK!}$$

▪ Ligação aparafusada

$$\Delta\tau_{RF} = \frac{112}{1,35} = 83,0 \text{ MPa}$$

Na verificação da ligação a meio vão a variação do estado de tensão obtido foi o seguinte:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= +5,87 \text{ MPa} & \Delta\sigma_2 &= +5,77 \text{ MPa} & \Delta\sigma_3 &= -6,00 \text{ MPa} & \Delta\sigma_4 &= -6,15 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_5 &= -0,34 \text{ MPa} & \Delta\sigma_6 &= -0,38 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pela análise deste valor, percebe-se que a ligação do banzo superior é a crítica em termos de fadiga:

$$\Delta N_{sd} = \frac{(6,15 + 6,00)}{2} \times 10^3 \times 0,65 \times 0,06 = 236,9 \text{ kN}$$

$$\Delta\tau_{sd} = \frac{\Delta N_{sd}}{2 \times n_{parafusos}} \times \frac{1}{A_{parafuso}} = \frac{236,9 \times 10^3}{2 \times 56} \times \frac{4}{\pi \times 0,020^2} = 6,73 \text{ MPa} \leq 83,0 \text{ MPa OK!}$$

Verificação da ligação entre almas:

$$\Delta V_{sd} = \frac{118,0}{2} = 59,0 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{as} = -\frac{6,00 \times 10^3}{2} \times \frac{0,032}{2} \times (4,65 - 0,06 - 2,356) = -107,2 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{ai} = +\frac{5,77 \times 10^3}{2} \times \frac{0,032}{2} \times (2,356 - 0,04) = +106,9 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{sd} = -107,2 + 106,9 = -0,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_{sd} &= 107,2 \times \left(\frac{4,55}{2} - \frac{(4,65 - 0,06 - 2,356)}{3} \right) + 106,9 \times \left(\frac{4,55}{2} - \frac{(2,356 - 0,04)}{3} \right) = \\ &= 324,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$I_p = 37,1$$

$$x_I = \frac{0,3 \times 37,1}{56 \times 324,7} = +0,00061 \text{ m} \quad y_I = \frac{-59,0 \times 37,1}{56 \times 324,7} = -0,120 \text{ m}$$

$$\bar{p}_{i,máx} = \sqrt{(0,10 - 0,00061)^2 + (1,35 + 0,120)^2} = 1,474$$

$$\Delta F_{v,sd,máx} = \frac{324,7}{37,1} \times 1,474 = 12,9 \text{ kN}$$

$$\Delta \tau_{sd} = \frac{\Delta F_{v, sd, máx}}{A_{parafuso}} = \frac{12,9 \times 10^3 \times 4}{\pi \times 0,033^2} = 15,1 \text{ MPa} \leq 83,0 \text{ MPa OK!}$$

- Armaduras

A laje na combinação quase-permanente não fissa devido a este incremento de carga, logo a capacidade resistente das armaduras não se reduz por questões de fadiga material.

7

CONCLUSÕES

Foi demonstrada no capítulo 6 a viabilidade do empurre em consola da viga metálica para um vão de 120m através do método dos deslocamentos sucessivos, utilizando um pilar provisório atirantado. As vantagens da viga metálica relacionadas com o seu peso foram decisivas nesse sentido. Certamente que numa solução de betão armado pré-esforçado, não seria razoável o mesmo processo. No exemplo do capítulo 6, o método construtivo mais provável a utilizar, numa solução de betão armado, seria os avanços sucessivos. Desse modo, o tempo de execução do tabuleiro seria muito superior e os custos associados à fase construtiva também. A título de exemplo, uma semana é o tempo médio de construção de uma aduela de 5m nos avanços sucessivos, enquanto que nesse período de tempo podem ser colocadas as vigas metálicas. Daí que a solução mista seja praticamente imbatível quando existe urgência na construção da ponte. Outro aspecto relevante prende-se com a distribuição de esforços gerada nos avanços sucessivos que difere da fase em serviço. Os elevados momentos negativos neste método devido às consolas, obrigam a dimensionar mais pré-esforço e armaduras que as necessárias devido às acções de serviço.

Num tabuleiro de grande vão, a colocação de pré-esforço de modo a verificar os estados limites de serviço em termos de fendilhação é inevitável. A solução mista apenas permite colocar pré-esforço na laje, o que não permite variações significativas da excentricidade dos cordões. Este facto leva a que os efeitos hiperestáticos sejam muito elevados no caso de pré-esforço aplicado após a conexão aço/betão. Esse efeito manifesta-se na necessidade de aumentar a compressão axial de modo a haver compensação, contudo, a elevada esbelteza das secções metálicas desaconselha esse procedimento. A título experimental, foi tentada como alternativa na resolução do exemplo prático do capítulo 6 uma solução de pré-esforço pós-conexão que se revelou impraticável, pois o cumprimento da condição de descompressão provocava a rotura do banzo inferior do caixão. Daí que se possa afirmar que a solução mista apenas é viável num tabuleiro contínuo de grande vão se o pré-esforço for aplicado antes da conexão e com a idade do betão já avançada de modo a reduzir a transferência de pré-esforço para a viga metálica devido à fluência.

Em termos da quantidade de materiais utilizados e as suas implicações nos custos do tabuleiro convém fazer uma análise económica com base em medições e preços de mercado actuais de modo a concluir se a solução mista numa ponte contínua de grande vão implica uma redução de custos a nível de materiais. As quantidades finais medidas para o tabuleiro do exemplo do capítulo 6 foram as seguintes:

betão armado $\rightarrow 0,29 \times 13 \times 300 = 1131 \text{ m}^3 \rightarrow 2828 \text{ ton}$

aço estrutural $\rightarrow 0,65848 \times 1,10 \times 300 = 217,3 \text{ m}^3 \rightarrow 1706 \text{ ton}$

a parcela de 10% foi adicionada devido aos contraventamentos, nervuras, conectores e ligações

aço pré-esforço $\rightarrow 187,3 \times 10^{-4} \times (128 - 65) \times 2 \times 2 = 4,72 \text{ m}^3 \rightarrow 37,1 \text{ ton}$

Agora interessa comparar estes valores com uma solução pré-dimensionada em betão armado pré-esforçado em caixão para a mesma ponte, com as seguintes dimensões:

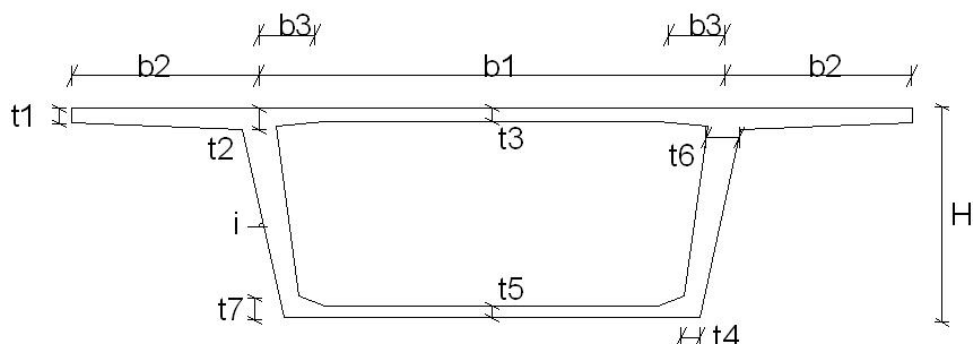


Fig. 7.1. – Dimensões de pré-dimensionamento de uma viga caixão em betão.

$$b_1 = 7,20 \text{ m}$$

$$b_2 = 2,90 \text{ m}$$

$$b_3 = 1,45 \text{ m}$$

$$H = \frac{120}{25} = 4,8 \text{ m} \rightarrow \text{altura média da secção de inércia variável}$$

$$t_1 = 0,20 \text{ m}$$

$$t_2 = 0,35 \text{ m}$$

$$t_3 = 0,28 \text{ m}$$

$$t_4 = 0,35 \text{ m}$$

$$t_5 = 0,20 \text{ m}$$

$$t_6 = 0,45 \text{ m}$$

$$t_7 = 0,40 \text{ m}$$

$$i = 3,5 \%$$

$$A = 9,31 \text{ m}^2$$

Pré-dimensionamento do pré-esforço:

$$\frac{P_{\infty}}{A} = 4 \text{ MPa} \Leftrightarrow P_{\infty} = 4 \times 10^3 \times 9,31 \Leftrightarrow P_{\infty} = 37240 \text{ kN}$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{37240}{1 - 0,25} = 49653 \text{ kN} \rightarrow A_p = \frac{49653}{1488 \times 10^3} = 333,7 \text{ cm}^2$$

betão armado $\rightarrow 9,31 \times 300 = 2793 \text{ m}^3 \rightarrow 6983 \text{ ton}$

$$\text{aço pré-esforço} \rightarrow 333,7 \times 10^{-4} \times 300 \times 1,15 = 11,51 \text{ m}^3 \rightarrow 90,4 \text{ ton}$$

a parcela de 15% foi adicionada devido ao pré-esforço para a fase construtiva
Considerando os seguintes preços de mercado para os materiais em questão:

betão armado	$\rightarrow 0,20 \text{ € / kg}$	(inclui cofragens e armaduras)
aço estrutural	$\rightarrow 2,50 \text{ € / kg}$	(inclui soldaduras)
aço pré-esforço	$\rightarrow 1,70 \text{ € / kg}$	(inclui acessórios e custos de instalação)

Viga mista

$$\text{preço materiais} = 2828 \times 10^3 \times 0,20 + 1706 \times 10^3 \times 2,50 + 37,1 \times 10^3 \times 1,70 = 4893670 \text{ €}$$

Solução betão armado pré-esforçado

$$\text{preço materiais} = 6983 \times 10^3 \times 0,20 + 90,4 \times 10^3 \times 1,70 = 1550280 \text{ €}$$

A diferença entre os preços totais associados aos materiais é bastante significativa, ou seja, um resultado que reforça, à partida, a ideia de que a utilização de aço estrutural em detrimento do betão não é económica. Mas deve ainda ser analisada a especificidade que uma estrutura como uma ponte, nomeadamente as de grande vão, encerra em termos de processo construtivo. O facto de se estabelecer rapidamente uma plataforma de trabalho, através do empurre da viga metálica, para a betonagem da laje e aplicação do pré-esforço, é uma grande vantagem em termos de custos totais da ponte (financeiros e a nível de prazos) que, apesar de não serem tão fáceis de contabilizar como os que resultam de medições, têm um peso bastante significativo. Além disso, no exemplo do capítulo 6, não foram concebidas chapas de espessura variável de acordo com os esforços no tabuleiro. Verificou-se no exemplo que o tabuleiro estava sobredimensionado fora das zonas dos pilares, o que poderia ser evitado e traduzir-se numa significativa redução de custos. Finalmente, o estudo comparativo de custos reforçou a ideia de que a concepção de uma solução em dupla acção mista é praticamente obrigatória num tabuleiro misto contínuo de grande vão. A consideração destes aspectos iria aproximar fortemente o custo da solução mista ao da solução em betão armado pré-esforçado. Contudo, a grande vantagem das soluções mistas será sempre a grande economia em termos de custos associados ao processo construtivo.

Relativamente a desenvolvimentos futuros deste trabalho seria interessante resolver um exemplo prático de um tabuleiro de grande vão tendo em consideração os aspectos abordados no parágrafo anterior como a viga mista de inércia variável e a dupla acção mista. Desse modo, a questão relativa às vantagens económicas da solução mista em relação ao betão armado pré-esforçada seria bem mais esclarecedora. Outro aspecto consiste na extensão do estudo das soluções mistas às pontes ferroviárias, nomeadamente as de alta velocidade. Estas pontes levantam novos problemas estruturais em termos de fadiga e de comportamento dinâmico cuja abordagem seria interessante. Finalmente, é sabido que um projecto estrutural tem 3 grandes fases: concepção, análise e dimensionamento, pormenorização. Neste trabalho foi tratada, com grande destaque, a segunda fase e os aspectos mais práticos da primeira fase. Logo, seria lógico abordar em profundidade a questão da pormenorização num projecto de um tabuleiro misto em termos de desenvolvimento futuro deste trabalho.

BIBLIOGRAFIA

- [1] – Manterola, J.; *Puentes*; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- [2] – Panandiker, S. Neena; *General Review of Composite Bridge Design – Advances in Bridge Engineering*.
- [3] – Brozzetti, Jacques; *Design Development of Steel-Concrete Composite Bridges in France*; Journal of Construction Steel Research 55 (2000) 229-243.
- [4] – Saul, R.; *Cost efficient design and construction of major steel composite bridges*; La Revue de Metallurgie-CIT; Mars 2001
- [5] – Nakamura, Shun-ichi; *New Technologies of Steel/concrete Composite Bridges*; Journal of Construction Steel Research 58 (2002) 99-130
- [6] – *Bridges with Rolled Sections*; Arcelor
- [7] – *Reducing Time for Steel Bridge Construction*; NSBA White Paper
- [8] – Ferraz, Miguel Ângelo Carvalho; *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento Engenharia Civil; 2001
- [9] – Reis, A. J.; *Folhas da Disciplina de Pontes*; Instituto Superior Técnico – Departamento de Engenharia Civil; 2002
- [10] – Adão da Fonseca, António; *Construção de Pontes – métodos e tecnologias*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento Engenharia Civil
- [11] – Troyano, Leonardo Fernández; *Tierra sobre el agua – Visión histórica universal de los puentes*; Colégio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- [12] – IAP – *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*; Dirección General de Carreteras – Madrid: Ministerio de Fomento; 2003
- [13] – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*; Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio
- [14] – Faria, Rui; *Estruturas Mistas Aço-Betão*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [15] – *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*; CEN – European Committee for Standardization; 2005
- [16] – Pacheco, Pedro; *Pontes – Aulas Práticas*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [17] – Kolias, Basil; *Eurocode 8 – Part 2. Seismic Design of Bridges*
- [18] – Calgaro, J-A; *Loads on Bridges*; Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA)

- [19] – Johnson, R. P.; Buckby, R. J.; *Composite Structures of Steel and Concrete – Volume 2. Bridges*; Constrado Monographs; 1979
- [20] – Chen, Shiming; Jia, Yuanlin; *Required and available moment redistribution of continuous steel-concrete composite beams*; Journal of Construction Steel Research 64 (2008) 167-175
- [21] – Caetano, Elsa; *Estruturas Metálicas e Mistas - Classificação das secções transversais*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [22] – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*; CEN – European Committee for Standardization; 2003
- [23] – *Eurocode 3 and 4- application to steel-concrete composite road bridges – Guidance Book*; SETRA; 2007
- [24] – *RPX-95 – Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras*; Ministério de Fomento – Dirección General de Carreteras
- [25] – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions*; CEN – European Committee for Standardization; 2003
- [26] – *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*; CEN – European Committee for Standardization; 2004
- [27] – Dezi, L.; Leoni, G.; Tarantino, A M; *Creep and Shrinkage analysis of composite beams*; Progress in structural engineering and materials Vol 1 (2): 170-177; 1998
- [28] – Dias, João Rodrigues; *Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Trelaçadas de Transporte de Energia Eléctrica de acordo com o EC3(EN) e EN50341-1*; Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa; Setembro 2007
- [29] – Chen, Stuart S.; Aref, Amjad J.; Chiewanichakorn, Methee; Ahn, II-Sang; *Proposed Effective Width Criteria for Composite Bridge Girders*; Journal of Bridge Engineering – ASCE; 2007
- [30] – Macorini, L.; Fragiaco, M.; Amadio, C.; Izzuddin, B. A.; *Long-term analysis of steel-concrete composite beams: FE modelling for effective width evaluation*; Engineering Structures 28 (2006) 1110–1121 – Elsevier; 2006
- [31] – Hambly, E. C.; *Bridge Deck Behaviour*; E & FN Spon; 1991
- [32] – *Manual de aplicación de las Recomendaciones RPM – RPX / 95*; Ministério de Fomento – Dirección General de Carreteras
- [33] – Mota Freitas, José A. Fonseca; *Estruturas Metálicas e Mistas - Enfunamento*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [34] – Mota Freitas, José A. Fonseca; *Estruturas Metálicas e Mistas – Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura por bambeamento*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [35] – Dekker, N. W.; Kemp, A. R.; Trincherro, P.; *Factors influencing the strength of continuous composite beams in negative bending*; Journal of Construction Steel Research 34 (1995) 161-185

- [36] – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*; Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho
- [37] – Barros, Helena; Figueiras, Joaquim; *Estruturas de Betão – Secções à flexão e esforços axiais – Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil – Setembro 2007
- [38] – Seracino, R.; Oehlers, D. J.; Yeo, M. F.; *Partial-interaction flexural stresses in composite steel and concrete bridge beams*; Engineering Structures 23 (2001) 1186–1193 – Elsevier; 2001
- [39] – Ayoub, Ashraf; “*A force-based model for composite steel-concrete beams with partial interaction*”; Journal of Construction Steel Research 61 (2005) 387-414
- [40] – Mota Freitas, José A. Fonseca; *Estruturas Metálicas e Mistas – Cálculo de ligações aparafusadas de acordo com o EC3*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [41] – Faria, Rui; *Dimensionamento de cordões de soldadura segundo o Eurocódigo 3*; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil
- [42] – Pinkham, Myra; *Structurals Build – Staying Power*; Structurals Market – Metal Center News; 2006

